This is a digital copy of a book that was preserved for generations on library shelves before it was carefully scanned by Google as part of a project to make the world's books discoverable online.

It has survived long enough for the copyright to expire and the book to enter the public domain. A public domain book is one that was never subject to copyright or whose legal copyright term has expired. Whether a book is in the public domain may vary country to country. Public domain books are our gateways to the past, representing a wealth of history, culture and knowledge that's often difficult to discover.

Marks, notations and other marginalia present in the original volume will appear in this file - a reminder of this book's long journey from the publisher to a library and finally to you.

Usage guidelines

Google is proud to partner with libraries to digitize public domain materials and make them widely accessible. Public domain books belong to the public and we are merely their custodians. Nevertheless, this work is expensive, so in order to keep providing this resource, we have taken steps to prevent abuse by commercial parties, including placing technical restrictions on automated querying.

We also ask that you:

+ *Make non-commercial use of the files* We designed Google Book Search for use by individuals, and we request that you use these files for personal, non-commercial purposes.

+ *Refrain from automated querying* Do not send automated queries of any sort to Google's system: If you are conducting research on machine translation, optical character recognition or other areas where access to a large amount of text is helpful, please contact us. We encourage the use of public domain materials for these purposes and may be able to help.

+ *Maintain attribution* The Google "watermark" you see on each file is essential for informing people about this project and helping them find additional materials through Google Book Search. Please do not remove it.

+ *Keep it legal* Whatever your use, remember that you are responsible for ensuring that what you are doing is legal. Do not assume that just because we believe a book is in the public domain for users in the United States, that the work is also in the public domain for users in other countries. Whether a book is still in copyright varies from country to country, and we can't offer guidance on whether any specific use of any specific book is allowed. Please do not assume that a book's appearance in Google Book Search means it can be used in any manner anywhere in the world. Copyright infringement liability can be quite severe.

About Google Book Search

Google's mission is to organize the world's information and to make it universally accessible and useful. Google Book Search helps readers discover the world's books while helping authors and publishers reach new audiences. You can search through the full text of this book on the web at `http://books.google.com/`

Über dieses Buch

Dies ist ein digitales Exemplar eines Buches, das seit Generationen in den Regalen der Bibliotheken aufbewahrt wurde, bevor es von Google im Rahmen eines Projekts, mit dem die Bücher dieser Welt online verfügbar gemacht werden sollen, sorgfältig gescannt wurde.

Das Buch hat das Urheberrecht überdauert und kann nun öffentlich zugänglich gemacht werden. Ein öffentlich zugängliches Buch ist ein Buch, das niemals Urheberrechten unterlag oder bei dem die Schutzfrist des Urheberrechts abgelaufen ist. Ob ein Buch öffentlich zugänglich ist, kann von Land zu Land unterschiedlich sein. Öffentlich zugängliche Bücher sind unser Tor zur Vergangenheit und stellen ein geschichtliches, kulturelles und wissenschaftliches Vermögen dar, das häufig nur schwierig zu entdecken ist.

Gebrauchsspuren, Anmerkungen und andere Randbemerkungen, die im Originalband enthalten sind, finden sich auch in dieser Datei – eine Erinnerung an die lange Reise, die das Buch vom Verleger zu einer Bibliothek und weiter zu Ihnen hinter sich gebracht hat.

Nutzungsrichtlinien

Google ist stolz, mit Bibliotheken in partnerschaftlicher Zusammenarbeit öffentlich zugängliches Material zu digitalisieren und einer breiten Masse zugänglich zu machen. Öffentlich zugängliche Bücher gehören der Öffentlichkeit, und wir sind nur ihre Hüter. Nichtsdestotrotz ist diese Arbeit kostspielig. Um diese Ressource weiterhin zur Verfügung stellen zu können, haben wir Schritte unternommen, um den Missbrauch durch kommerzielle Parteien zu verhindern. Dazu gehören technische Einschränkungen für automatisierte Abfragen.

Wir bitten Sie um Einhaltung folgender Richtlinien:

+ *Nutzung der Dateien zu nichtkommerziellen Zwecken* Wir haben Google Buchsuche für Endanwender konzipiert und möchten, dass Sie diese Dateien nur für persönliche, nichtkommerzielle Zwecke verwenden.

+ *Keine automatisierten Abfragen* Senden Sie keine automatisierten Abfragen irgendwelcher Art an das Google-System. Wenn Sie Recherchen über maschinelle Übersetzung, optische Zeichenerkennung oder andere Bereiche durchführen, in denen der Zugang zu Text in großen Mengen nützlich ist, wenden Sie sich bitte an uns. Wir fördern die Nutzung des öffentlich zugänglichen Materials für diese Zwecke und können Ihnen unter Umständen helfen.

+ *Beibehaltung von Google-Markenelementen* Das "Wasserzeichen" von Google, das Sie in jeder Datei finden, ist wichtig zur Information über dieses Projekt und hilft den Anwendern weiteres Material über Google Buchsuche zu finden. Bitte entfernen Sie das Wasserzeichen nicht.

+ *Bewegen Sie sich innerhalb der Legalität* Unabhängig von Ihrem Verwendungszweck müssen Sie sich Ihrer Verantwortung bewusst sein, sicherzustellen, dass Ihre Nutzung legal ist. Gehen Sie nicht davon aus, dass ein Buch, das nach unserem Dafürhalten für Nutzer in den USA öffentlich zugänglich ist, auch für Nutzer in anderen Ländern öffentlich zugänglich ist. Ob ein Buch noch dem Urheberrecht unterliegt, ist von Land zu Land verschieden. Wir können keine Beratung leisten, ob eine bestimmte Nutzung eines bestimmten Buches gesetzlich zulässig ist. Gehen Sie nicht davon aus, dass das Erscheinen eines Buchs in Google Buchsuche bedeutet, dass es in jeder Form und überall auf der Welt verwendet werden kann. Eine Urheberrechtsverletzung kann schwerwiegende Folgen haben.

Über Google Buchsuche

Das Ziel von Google besteht darin, die weltweiten Informationen zu organisieren und allgemein nutzbar und zugänglich zu machen. Google Buchsuche hilft Lesern dabei, die Bücher dieser Welt zu entdecken, und unterstützt Autoren und Verleger dabei, neue Zielgruppen zu erreichen. Den gesamten Buchtext können Sie im Internet unter `http://books.google.com` durchsuchen.

General Library System
University of Wisconsin-Madison
728 State Street
Madison, WI 53706-1494
U.S.A.

Die Hydraulik

und

die hydraulischen Motoren.

Von

G. Meißner,
Ingenieur.

Erster Band.

Die Hydraulik.

Jena,
Hermann Costenoble.
1878.

Die Hydraulik.

Ein Handbuch
für Ingenieure, Fabrikanten und Constructeure.

Zum Gebrauche für technische Lehranstalten sowie ganz besonders zum Selbstunterricht.

Von

G. Meißner,

Ingenieur.

Mit 38 lithographirten Tafeln.

Jena,
Hermann Costenoble.
1878.

4376485

.1200

SV
.M47

Inhalts-Verzeichniß.

I.

Physik des Wassers.

		Seite
§ 1.	Entstehung der Wasserläufe. Kreislauf des Wassers	1—10
§ 2.	Zusammensetzung und physikalische Eigenschaften des Wassers	10—14
§ 3—6.	Gleichgewicht und Bewegung des Wassers	14—20
§ 7.	Die Flüssigkeitshaut	20
§ 8—11.	Ausflußgeschwindigkeit des Wassers	21—24
§ 12.	Bewegung des Wassers auf einer schiefen Ebene	24—25
§ 13.	Die Ablenkung der Wasserstrahlen	25
§ 14.	Schiefer Fall und Wurf der Wasserstrahlen	26—27
§ 15.	Arbeitsgröße und Wirkungsfähigkeit des fallenden Wassers	27—29
§ 16—17.	Reaction ausfließender Wasserstrahlen	29—31
§ 18.	Der hydraulische Widder oder Stoßheber	31—33
§ 19—20.	Theorie des Stoßhebers	33—38
§ 21—22.	Der Saugheber	38—39
§ 23—24.	Theorie des Saughebers	40—41
§ 25.	Verschiedene Eigenschaften der fallenden Wasserstrahlen	42—43
§ 26—32.	Stoß des Wassers gegen ebene und gekrümmte Flächen	43—51
§ 33.	Ausfluß des Wassers unter verschiedenen Pressungen	51—53
§ 34—38.	Abfluß durch ein verticales Rohr, das in einen Wasserspiegel eintaucht	54—57
§ 35.	Druck des Wassers auf Schützen und Schleusen	57—59
§ 37.	Widerstand im Wasser schwimmender Körper	59—60
§ 38.	Das Schaufelrad als Treibapparat	60—61
§ 39.	Die Schraube als Treibapparat	61—62
§ 40.	Die Turbine als Treibapparat	62— 63
§ 41.	Wellenbewegung des Wassers	63—66
§ 42—43.	Hebe-Vorrichtungen für Wassermassen	66—73
§ 44.	A. Benützung des Wassers als bewegende Kraft	73—74
	B. Anwendung des Gewichts und Stoßes einer Wassermasse als bewegende Kraft	74—76
	C. Benützung der lebendigen Kraft des Wassers als bewegende Kraft	77
	D. Reactionsdruck und Druck durch Wasserstoß gegen eine ebene Fläche sind in allen analogen Fällen gleich	77

		Seite
	E. Maximum der übertragenen Arbeit durch Reaction und Stoß der Wasserstrahlen	77—78
	F. Reactions-Turbine	79—80
	G. Wirkung des Wassers durch Action	81
	H. Actionsturbinen	81—83
§ 45.	Das neue Wasserwerk in Marly	83
§ 46.	Wassersäulen-Maschinen	84—89
§ 47.	Tabelle über die Ausflußgeschwindigkeit des Wassers bei constanter Druckhöhe	89—93
§ 48.	Bestätigung der Ausflußgeschwindigkeit $\sqrt{2gH}$ durch Versuche	93—95
§ 49.	Weißbach's Versuche	95—96
§ 50.	Contraction der Wasserstrahlen	97
§ 51.	Mittel zur Beseitigung oder Verminderung der Contraction	97—98

II.

Versuche über den Ausfluß des Wassers unter Berücksichtigung der Contraction.

§ 51a.	Ausfluß des Wassers aus runden und quadratischen Oeffnungen unter Berücksichtigung der Contraction	101—102
§ 51b.	Ausfluß aus runden Oeffnungen in dünnen Wänden	102—103
§ 51c.	Contractions-Coefficienten für quadratische Oeffnungen	103—104
§ 51d.	Formveränderung der Wasserstrahlen und deren Ursache	104—105
§ 51e.	Ursache der Formveränderung und gänzlichen Zertheilung der Wasserstrahlen	105—106
§ 51f.	Einfluß des Druckes auf die Contractions-Coefficienten	106
§ 51g.	Wasserzoll	106—107
§ 51h.	Berechnung des Wasserzolles für beliebig große kreisförmige Oeffnungen	107—108
§ 51i.	Controle der Wasservertheilung oder des Wasserconsums mittelst des Wasserzolles	108—111
§ 52.	Versuche über die Contraction der Wasserstrahlen	111—113
§ 53.	Berechnung der Schützen-Oeffnungen und deren Durchflußmengen	113—114
§ 54.	Anmerkung zum Gebrauche der Tafeln über die Contraction	114
§ 55.	Contractions-Coefficienten für rechtwinklige verticale Oeffnungen in dünnen Wänden, mit vollständiger Contraction und Ausfluß in freie Luft	114—115
§ 56.	Contractions-Coefficienten für rechtwinklige verticale Oeffnungen in dünnen Wänden, mit vollständiger Contraction und Ausfluß in freie Luft	117
§ 57.	Einfluß der Breite der Schützenöffnung auf die ausfließende Wassermenge	117—118
§ 58.	Einfluß der Höhe der Austrittöffnungen	118
§ 59.	Einfluß der Wanddicke auf die Ausfluß-Coefficienten	118—119
§ 60.	Vergleichung des Ausflusses aus Wänden verschiedener Dicke	119—121
§ 61.	Einfluß der Stellung der Wände auf die Ausflußmenge aus Schützenöffnungen	121—123
§ 62.	Ausfluß aus Oeffnungen ohne seitliche Contraction	123—124

		Seite
§ 63.	Einfluß abgerundeter Kanten, nebst Bodenschwellen	124
	Ausfluß-Coefficienten einer Schützenöffnung mit runden und scharfen Kanten	125—126
§ 64.	Einfluß schiefstehender Schützen	127
§ 65.	Einfluß des hinter der Schütze befindlichen Motors auf den Coefficienten	128
§ 66.	Einfluß eines Gerinnes auf die Durchflußmenge einer Schützenöffnung	128
	Coefficienten für eine Schützenöffnung mit äußerem Gerinne	129
§ 67.	Coefficienten für eine Oeffnung mit äußerem Gerinne	130
	Coefficienten für eine Oeffnung mit äußerem Gerinne	131
§ 68.	Coefficienten für eine Oeffnung mit äußerem und innerem Gerinne	132
	Coefficienten für eine Oeffnung mit äußerem Gerinne	132
§ 69.	Ausfluß für Einläufe in rückschlächtige Zellenräder	133
§ 70.	Einfluß der Ansatzröhren auf die ausfließende Wassermenge	133
§ 71.	Bestätigung der vorliegenden Formel durch Versuchsresultate	135
§ 72.	Eytelwein's Versuche über die Ansatzröhren	135
§ 73.	Folgerungen aus dem Vorhergehenden	136
§ 74.	Steighöhe der Wasserstrahlen	137
§ 75.	Conisch convergirende und divergirende Ansatzröhren	138
§ 76.	Ausfluß durch eine offene Gefäßwand	139
§ 77.	Reaction einer ausströmenden Flüssigkeit	140
§ 78.	Ausfluß des Wassers aus einem Gefäße, welches keinen Zufluß hat	141
§ 79.	Ausfluß aus communicirenden Gefäßen	141
§ 80.	Wassermenge bei Ueberfällen	143
§ 81.	Vorgang bei einem gewöhnlichen Ueberfalle	143
§ 82.	Versuche über die Wassermenge bei Ueberfällen	144
§ 83.	Ausflußmenge bei vollständigen Ueberfällen	145
§ 84.	Einfluß des Abstandes der Seitenwände von der Oeffnung	146
§ 85.	Coefficienten für einen Ueberfall von 0,60 M. Breite über eine 5 Centim. dicke Wand, deren obere Kante genau horizontal und scharf war	148
§ 86.	Resultate der Versuche Castel's	148
§ 87.	Aus den Versuchen von Castel hat Redtenbacher zur Bestimmung der Wassermenge von Ueberfällen folgende Formel abgeleitet	149
§ 88.	Wassermenge bei Ueberfällen von gleicher Breite mit dem Canal	150
§ 89.	Vollkommene Ueberfälle mit abgerundeter Krone	151
§ 90.	Versuche von Weißbach	152
§ 91.	Nachweis der Formel $M = 0{,}48\,L\,H\sqrt{2\,g\,H}$	152
§ 92.	Unvollkommene Ueberfälle	153
	Coefficienten für unvollständige Ueberfälle	154
§ 93.	Coefficienten für unvollständige Ueberfälle mit scharfer horizontaler Kante	155
§ 94.	Coefficienten für Ueberfälle mit freiem Abfluß, mit verschiedenen Höhen der Schwelle oder Krone über dem Boden des Canales	157

Seite

§ 95. Einfluß der Form der Krone oder Schwelle bei vollständigen Ueberfällen nebst deren Stellung . . . . . 158—161
§ 96. Bestimmung der Druckhöhe H eines Ueberfalles 161
Verhältniß der Druckhöhen und der Strahldicken bei Ueberfällen 162
§ 97. Einfluß der Gerinne bei Ueberfällen . . . . . 162—164
§ 98. Ueberfälle mit schiefen Wehren 164
§ 99. Versuche mit unvollständigen Ueberfällen 164
§ 100. Ueberfälle in den Seitenwänden eines Canales 165
§ 101. Berechnung der Wassermenge bei unvollständigen Ueberfällen . 166
§ 102. Wehr des Schaffhauser Wasserwerkes 167
§ 103. Zur Bestimmung der Länge eines Wehres 168
§ 104. Einfluß der Wasserräder auf die vor denselben befindlichen Ueberfälle und Schützenöffnungen . . . . . 169—170
§ 105. Anlage der Wehre und Stauweite 171
§ 106. Bestimmung der Höhe der Wehrkrone . . . . . 173—175
§ 107. Bemerkungen über die Ausführung eines Wehrbaues 175

III.

Bewegung des Wassers in Flüssen und Canälen.

§ 108. Die Vermessung der Wasserläufe 179
§ 109. Bewegung des Wassers in einem Canale . . . . . 180—182
§ 110. Die mittlere Geschwindigkeit des Wassers in einem Canale . . 182
§ 111. Der Woltmann'sche Flügel . . . . . 182—185
§ 112. Der Meßcylinder von Lapointe 185
§ 113. Versuche mit einem Meßcylinder von 0,46 Meter Diam. bei nicht constantem, sondern abnehmendem Wasserspiegel und Gefälle 187
§ 114. Versuche mit einem Meßcylinder von 0,70 Meter Diam. bei veränderlichen Wasserständen 190
§ 115. Schwimmer . . . . . 191—193
§ 116. Der Pitot'sche Geschwindigkeitsmesser . . . . . 193—194
§ 117. Darcy's Geschwindigkeitsmesser . . . . . 194—197
§ 118. Andere Geschwindigkeitsmesser . . . . . 197—198
§ 119. Die Vermessung des Gefälles . . . . . 198—199
§ 120. Bewegung des Wassers in Flüssen und Canälen . . . . . 199—202
§ 121. Abnahme der Geschwindigkeit des Wassers in einem Canale gegen den Boden . . . . . 202—205
§ 122. Bestimmung der wahren mittlern Geschwindigkeit durch eine einzige Messung . . . . . 205—206
§ 123. Bestimmung der mittlern Geschwindigkeit durch Formeln . . 206—210
§ 124—125. Die Ergebnisse der Mississippi-Versuche . . . . . 210—212
§ 126. Einfluß des Windes auf die Lage der Curvenachse . . . . 212—213
§ 127. Unrichtigkeit des früher vorausgesetzten bestimmten Verhältnisses zwischen der wahren mittlern Geschwindigkeit und der größten Geschwindigkeit am Wasserspiegel . . . . . 213—214

Seite

§ 128. Verhältniß zwischen dem Mittel U m aller Verticalcurven zur mittlern Geschwindigkeit v . . . . . 215—216
§ 129. Verhältniß der mittlern Geschwindigkeit einer Verticalebene zur Geschwindigkeit in der halben Flußtiefe derselben Ebene . 216—218
§ 130. Berechnung der mittlern Geschwindigkeit des Querprofiles . . 218—219
§ 131. Berechnung der Geschwindigkeit unter dem Wasserspiegel . . . 219—221
§ 132. Verhältniß zwischen Querprofil, Gefälle und mittlerer Geschwindigkeit eines Flusses oder Canales . . . . . 221—224
§ 133. Vergleich der ältern und der neuen Geschwindigkeitsformel mit den Versuchsresultaten . . . . . 224—230
§ 134. Resultate dieser Tabellen 230
§ 135. Graphische Darstellung der verschiedenen Formel-Ergebnisse . . 231
§ 136. Resultate der Vergleichung der Formeln . . . . . 231—232
§ 137. Vergleichung der Geschwindigkeitscurve unter Wasser . . . . 232—234
§ 138. Grebenau's Folgerungen aus der neuen Geschwindigkeitsformel und deren Vereinfachung für die Praxis 234
§ 139. Gesetze der Wasserläufe 235
§ 140. Bestimmung der mittlern Geschwindigkeit, wenn die größte Geschwindigkeit an der Oberfläche ist 235
§ 141. Gefällverlust durch Flußkrümmungen 238
§ 142. Vergleichungen der Humphrey-Abbot'schen Geschwindigkeitsformel für kleine Gefälle unter 0,0005 . . . . . 240—241
§ 143. Die Versuche von Darcy und Bazin und deren Resultate . . 241—243
§ 144—148. Nachweis der Unrichtigkeit der Prony'schen und Eytelwein'schen Geschwindigkeitsformel bei Canälen . . . . . 243—250
§ 149. Vergleichung der Humphrey-Abbot- und der Bazin'schen Formel 250
§ 150. Bazin's Formel für das Verhältniß $\frac{v}{w_1 V_0}$ . . . . . 251—254
§ 151. Graphische Vergleichung der Humphrey-Abbot'schen mit der Bazin'schen Formel für die mittlere Geschwindigkeit . . 254
§ 152. Numerischer Werth des Reibungswiderstandes 255
§ 153. Ueberblick über die verschiedenen Geschwindigkeitscurven eines ganzen Querschnittes . . . . . 255—257
§ 154. Horizontale Geschwindigkeitscurven fließender Gewässer . . . 257—258
§ 154a. Betrachtungen über die bisherigen Ergebnisse zur Vermessung der Wasserläufe 258
§ 148b. Abkürzung der Humphrey-Abbot'schen Geschwindigkeitsformel . 260
§ 148c. Grenze der Anwendbarkeit der Humphrey-Abbot'schen Formel . 261
§ 148d. Grenze der Anwendbarkeit der Bazin'schen Formeln und Coefficienten nach § 148 261
§ 148e. Die Geschwindigkeitsformel von Gaukler 262
§ 148f. Die Geschwindigkeitsformel von Ganguillet und Kutter . . . 264
§ 148g. Vergleichung der Ergebnisse der sämmtlichen neuen Geschwindigkeitsformeln unter einander und mit directen Vermessungen . . . . . 264—277
§ 155. Die allgemein gültige Geschwindigkeitsformel von Ganguillet und Kutter . . . . . 278—280

Seit

§ 156. Directe Vermeſſung von Canälen und aus den Beobachtungen abgeleitete Werthe der Coefficienten β für die allgemeine Geſchwindigkeitsformel von Ganguillet-Kutter . . . . . 280—282
§ 157—159. Coefficientenwerthe für die Bewegung des Waſſers in den Canälen . . . . . 283—285
§ 160—161. Vergleichung der verſchiedenen neuen Geſchwindigkeitsformeln in ihren Ergebniſſen . . . . . 286—288

IV.

Bewegung des Waſſers in Rohrleitungen.

§ 162. Bewegung des Waſſers in Rohrleitungen und geſchloſſenen Canälen 291—296
§ 163. Ableitung der Prony'ſchen Formel aus den Verſuchen . . . . 296—298
§ 164. Fundamentalverſuche der Prony'ſchen Formel . . . . . 298—300
§ 165. Graphiſche Darſtellung zur Beſtimmung der Coefficientenwerthe 300—302
§ 166. Beſtimmung der Waſſermenge einer Rohrleitung 302
§ 167. Eytelwein's Formeln 302
§ 168. Darcy's Verſuche über die Bewegung des Waſſers in Rohrleitungen . . . . . 303—307
§ 169. Relation zwiſchen Gefälle, Länge, Weite und Durchflußmenge einer Rohrleitung 307
§ 170. Rohrleitungen von großer Länge . . . . . 308—309
§ 172. Anwendung der Formeln von Darcy zur Berechnung von Rohrleitungen . . . . . 309—311
§ 171. Levy's Ableitung der mittlern Geſchwindigkeit des Waſſers in Rohrleitungen . . . . . 311—314
§ 173. Vergleichung der verſchiedenen Formelergebniſſe und Grenzen der Anwendbarkeit der Formeln 314
§ 174. Gefällverluſte durch Krümmungen in Rohrleitungen . . . . 314—315
§ 175. Gefällverluſte durch Verengungen und Erweiterungen der Rohrleitungen . . . . . 315—316

V.

Erweiterte Darſtellung und practiſche Anwendung der hydrauliſchen Verhältniſſe.

§ 176. Beſtimmung des Waſſerdruckes auf Gefäßwände 320
§ 177. Ueber das ſpecifiſche Gewicht der Körper . . . . . 320—321
§ 178. Aufgaben über das ſpecifiſche Gewicht und die Schwimmtiefe der Körper . . . . . 322—332
§ 179. Freier Fall der Waſſerſtrahlen . . . . . 332—334
§ 180 a. Wirkliche Geſchwindigkeit fallender Waſſerſtrahlen unter Berückſichtigung des Luftwiderſtandes . . . . . 334—335
§ 180 b. Graphiſche Darſtellung der Fallgeſetze 336
§ 181. Stabilität ſchwimmender Körper 337
§ 182. Leiſtung einer Waſſerkraft . . . . . 338—340
§ 183. Definition der Pferdekraft . . . . . 340—342
§ 183 a. Preis einer Pferdekraft Arbeit bei verſchiedenen Motoren . . 342
§ 184. Tabelle über die abſoluten Effecte der Waſſerkräfte . . . . 343—346

Seite

§ 185. Tabelle über die Nutzleistung der Wasserkräfte in Pferden . . 346
§ 186. Ausfluß und Ablenkung der Wasserstrahlen . . . . . 347—350
§ 187. Der Stoßheber oder hydraulische Widder . . . . . 350—356
§ 188. Stoß des Wassers gegen ebene und gekrümmte Flächen . . . 356—358
§ 189. Ausfluß des Wassers unter verschiedenen Pressungen . . . . 359—360
§ 190. Ausfluß des Wassers unter verschiedenen Umständen . . . . 360—364
§ 191. Wasserdruck auf Schützen und Schleusen . . . . . 364—366
§ 192. Kraftanwendung zum Aufziehn der Schützen 366
§ 192a. Ueber den Kraftverlust beim Schneckentrieb . . . . . 367—370
§ 193. Drehschützen . . . . . 370— 372
§ 193a. Holzstärke der Schützenzüge . . . . . 372—373
§ 194. Reaction einer ausfließenden Wassermasse . . . . . 373—374
§ 195. Die Fahrgeschwindigkeit der Schiffe . . . . . 374—376
§ 196. Nominal- und Realeffect eines Motors 377
§ 197. Aufgaben über die Schraube als Treibapparat . . . . . 377—378
§ 198. Aufgaben über die Turbine als Treibapparat 378
§ 199. Das Schöpfrad . . . . . 379—380
§ 200. Das Spiralrad . . . . . 380—382
§ 201. Das Wurfrad 382
§ 202. Archimedische Spirale 382
§ 203. Holländische Wasserschraube . . . . . 383—384
§ 204a. Wasserversorgung . . . . . 385—388
§ 204b. Pumpen . . . . . 388—390
§ 205a. Betriebskraft der Pumpen . . . . . 390—391
§ 205b. Pumpen für Wasserversorgungen . . . . . 391— 392
§ 206. Schützen-Oeffnungen . . . . . 392—393
§ 207. Bestimmung der Wassermenge bei Schützenöffnungen mit unvollständiger Contraction, in dünnen Wänden . . . . . 393—394
§ 208. Wassermenge bei Schützenöffnungen, die nach einem Gerinne führen 394
§ 209. Effective Durchflußmenge durch einen verticalen Schützenzug per 1 Meter Breite bei vollständiger Contraction . . . . . 395—401
§ 210. Graphische Darstellung der Wassermenge aus Schützenöffnungen 402—404
§ 211. Schützenöffnungen in nicht dünnen Wänden 404
§ 212—212a. Geschwindigkeits-Coefficient, Ausfluß-Coefficient, Contractions-Coefficient und Widerstands-Coefficient . . . . . 405—409
§ 213—213a. Cylindrische Ansatzröhren . . . . . 409—414
§ 214. Conisch convergirende Ansatzröhren . . . . . 414—415
§ 215. Weitere Beobachtungen über conische Ansatzröhren . . . . . 415—416
§ 216. Conisch divergirende Ansatzröhren 416
§ 217. Wassermenge bei Ueberfällen 417
§ 218. Braschmann's Formel für vollständige Ueberfälle . . . . . 417—419
§ 219. Das Messen der Druckhöhe eines Ueberfalles . . . . . 419—420
§ 220. Wassermenge bei Ueberfällen mit verschiedener Druckhöhe . . . 420
§ 221. Beispiele über die Berechnung der Wassermenge bei Ueberfällen 421—426
§ 222. Theoretische Bestimmung der Wassermenge eines Ueberfalles . 426
§ 223. Vergleichung der Formeln von Redtenbacher, Weißbach und Braschmann für vollständige Ueberfälle mit scharfen Kanten 427

Seite

§ 224. Unvollständige Ueberfälle 428
§ 225. Ueberfall in den Seitenwänden eines Canales 429
§ 226. Ueberfall vor einem Wasserrade . . . . . 429—430
§ 227. Stauweite und Stauhöhe eines Wehres . . . . . 430—433
§ 228. Bestimmung der Höhe der Wehrkrone . . . . . 433—434
§ 229. Genaue Bestimmung der Höhe der Wehrkrone . . . . . 434—435
§ 230. Relation zwischen Gefälle, Querschnitt und mittlerer Geschwindigkeit eines Flusses oder Canales . . . . . 435—440
§ 231. Maximum der Geschwindigkeit des Wassers in Flüssen und Canälen . . . . . 440—441
§ 232. Betmessung der Wassermenge in Flüssen und Canälen . . . 441—443
§ 233. Wasservermessung durch Beobachtung des sinkenden Wasserspiegels in einem Gefäße . . . . . 443—446
§ 234. Die practische Durchführung der Wasservermessung des Mississippi 446—453
§ 235. Relationen zwischen Gefälle, Wassermenge, Durchmesser und Länge einer Rohrleitung . . . . . 453—457
§ 236. Gefälle, Wassermenge, Geschwindigkeit und Gefällverlust bei Rohrleitungen verschiedener Dimensionen . . . . . 457—477
§ 237. Gefällverlust durch Krümmungen, Erweiterungen u. Verengungen 477—480
§ 238. Beobachtungen über den Einfluß von Rohrverengungen . . . 480

VI.

Grundbauten der Wasserwerke.

A. Fundamentirungen.

§ 239. Hydraulischer Mörtel. Cement. Beton 488
§ 240. Künstliche Befestigungen des Baugrundes 488
§ 241. Sandschüttung bei Fundirungen 491
§ 242. Der liegende Rost oder Schwellenrost 492
§ 243. Pfahlrost und zulässige Belastung der Pfähle 493
§ 244. Spundwände 494
§ 245. Das Betonfundament 494
§ 246. Bestimmung der Dicke eines Betonfundamentes 495

B. Ueber die Dimensionen der Futtermauern, Dämme, Reservoirs, Gewölbe und Widerlager.

§ 247. 1) Futtermauern gegen Erddruck 498
2) Mauern gegen Wasserdruck 498
3) Mauern aus verschied. Materialien gegen Erd- und Wasserdruck 499
4) Lange Mauern für sehr hohen Wasserdruck 502
5) Dämme aus Erde gegen Wasserdruck 507
6) Gewölbe 508
7) Widerlager der Gewölbe 508

C. Wasserbauten aus Beton.

§ 248. 509
1) Die Reservoirs von Passy 509
2) Turbinen-Anlage der Papierfabrik Perlen 510
3) Turbinen-Anlage in Bellegarde 513

Seite

§ 249. Die practische Ausführung der Canäle und Wehre 515
§ 250. Anlage der Canäle. Allgemeines 517
§ 251. Querschnittsverhältnisse der Canäle 518
§ 252. Gefällverhältnisse der Canäle 520
§ 253. Regulirschützen der Canäle 521
§ 254. Schutzbekleidungen der Canalwände 523
§ 255. Construction der Gerinne 524
§ 256. Fassung und Leitung des Wassers zu den Wasserbauten 525

Practische Ausführung der festen und beweglichen Wehre.

§ 257. A. Feste Wehre. 530
1) Gewöhnliche einfache Wehre oder Ueberfallwehre 531
2) Schleusenwehre 532

B. Bewegliche Wehre. Klappen- und Nadelwehre.

3) Klappenwehre 534
4) Nadelwehre 535
5) Selbstthätige bewegliche Wehre 538

Anlage der Teiche.

§ 258. Teiche oder Wassersammler 541
§ 259. Teichgerinne 543
§ 260. Verbindung und Dichtung der Wasserleitungsröhren . 544
§ 261. Gußeiserne Muffenrohre 547
§ 262. Rohrverbindungen für außergewöhnliche Fälle 551
§ 263. Verbindungstheile bei gußeisernen oder schmiedeisernen Wasserleitungsröhren 554
§ 264. Vorzüge der gußeisernen Rohrleitungen 555
§ 265. Eisenblechene Rohrleitungen und deren Verbindungen 556
Schmiedeiserne Wasserleitungsrohre 556
§ 266. Wandstärke der Rohrleitungen aus verschiedenem Materiale . . . 559
§ 267. Rohrleitungen aus anderen Materialien, wie Asphalt, Thon u. s. w. 560
Hölzerne Wasserleitungsrohre 562
§ 268. Das Verlegen der Wasserleitungsröhren 564
§ 269. Schieber und Hähne für Wasserleitungen 566
§ 270. Bestimmung der Durchgangsgeschwindigkeit des Wassers durch Hähne 567
§ 271. Schieber und Ventile 569
§ 272. Widerstand der Schieber für den Durchfluß des Wassers 571
§ 273. Kaliberhähne für constante Wasserabgabe 572
§ 274. Drosselklappen-Abschließung 573
§ 275—280. Metalldicke und Gewicht gußeiserner Rohrleitungen 575

VII.

Allgemeine hydraulische Aufgaben.

§ 281. 1) Genaue Bestimmung der Staucurve bei Querschnitts-Veränderungen verschiedener Art 585

2) Berechnung eines Katzensprunges 592
3) Berechnung einer Wasserleitung zu einer Turbine. 595
4) Gefällgewinnung durch Vermehrung des Gefälles im Ablaufgraben 596
5) Anschauliche Darstellung der Druckverhältnisse in einer Rohrleitung mit freiem Ausflusse 600
6) Gesetz des Wasserdruckes in Bewegung befindlicher Wassermassen 603
7) Anwendung der negativen Pressung zum Wassersaugen 603
Construction der Wassersaug-Apparate. Versuche 609
8) Füllung und Entleerung unregelmäßiger Gefäße, Teiche, Schleusen ꝛc. 610

Die Anlage hydraulischer Motoren hat in den letzten 10 Jahren eine so außerordentliche Entwicklung genommen und eine so bedeutende Reihe von Fortschritten aufzuweisen, daß die Herausgabe eines umfassenden Werkes über dieselben nicht weiter begründet zu werden braucht.

Von verschiedenen Seiten dazu aufgemuntert, habe ich mir bei der Bearbeitung des vorliegenden Werkes die Aufgabe gestellt, die Anlage der hydraulischen Motoren dem neusten Standpunkte der Theorie und Praxis gemäß auf eine erschöpfende Weise zu behandeln, so daß dasselbe nicht nur den Studirenden einen Ueberblick über die verschiedenen Theorien gewähren und diese mit einander vergleichen, sondern auch ganz besonders dem Practiker durch eine Reihe von den hervorragendsten Etablissementen ausgeführter und bewährter Constructionen die erforderlichen Anhaltepuncte für die Anlage neuer Motoren bieten soll.

Zu einer richtigen, nach allen Seiten hin befriedigenden Anordnung eines Wasserwerkes, z. B. einer Turbine, sind in erster Linie neben den theoretischen Kenntnissen practische Erfahrungen erforderlich, die man nicht in der Schule sich aneignen kann. Eine Reihe solcher Erfahrungen sind in dem vorliegenden Werke niedergelegt.

Aus den technischen Schulen treten erfahrungsmäßig eine große Anzahl junger Leute aus, die sich die theoretischen Kenntnisse noch keineswegs in genügender Weise angeeignet haben, die ferner das Angeeignete nicht mit der gehörigen Sicherheit zu verwenden wissen, weil dieses einzig und allein an der Hand der Erfahrung möglich ist.

Es giebt ferner eine bedeutende Anzahl strebsamer Leute, welchen nicht die nöthigen Mittel zur Verfügung stehen, um höhere Unterrichtsanstalten besuchen zu können, und die dennoch, durch den mühsamen Weg des Selbstunterrichtes, wenigstens soweit zum Verständniß dieses anziehenden aber schwierigen Faches vordringen wollen, um ihre Bemühungen mit Erfolg nutzbringend machen zu können.

Diese letztere Richtung soll das vorliegende Werk ganz besonders berücksichtigen, doch wird auch die theoretische Seite des Faches in eingehendster Weise behandelt werden.

Es ist heut zu Tage Mode geworden, bei der Uebernahme der Ausführung hydraulischer Motoren außerordentlich hohe Nutzleistungen zu garantiren, obwohl die betreffenden Etablissemente sehr wohl wissen, daß die Erzielung so bedeutender Ergebnisse in seltenen Fällen und nur bei ganz besonders günstigen localen Verhältnissen, bei mittleren Gefälle und nicht zu großen oder kleinen Wassermengen möglich ist.

Man stützt sich dabei darauf, daß im Falle entstehender Reclamationen eine ganz genaue Bestimmung des Güteverhältnisses eines solchen Motors nur mit einem solchen Aufwande von Zeit und Mitteln möglich ist, daß an dieselbe in den meisten Fällen nicht gedacht werden kann.

Es liegt diesem Umstande die Schwierigkeit der genauen Wasservermessung zu Grunde, von welcher ich hier ausführlicher sprechen muß, da die Anhaltspuncte, welche eine möglichst verläßliche Bestimmung der Wassermenge eines Wasserlaufes ermöglichen, einen wesentlichen Theil dieses Werkes bilden werden.

Es ist bis in die neueste Zeit üblich gewesen, bei der Vermessung eines Wasserlaufes sich der bekannten Formeln von Prony und Eytelwein zu bedienen, welche aus nur einer engern Reihe von Versuchen abgeleitet sind, und für die diesen Versuchen zu Grunde liegenden Verhältnisse wohl ziemlich befriedigende Resultate ergeben, dagegen zu ganz unrichtigen Werthen führen, sobald man dieselben außerhalb dieser Grenzen anwenden will.

Eine solche Anwendung dieser Formeln hat nun aber lange Zeit innerhalb den weitesten Grenzen stattgefunden, da den meisten Technikern die Art und Weise der Ableitung dieser Formeln, sowie die denselben zu Grunde liegenden Fundamental-Versuche gar nicht bekannt sind. Man hat sich vielmehr dieser Formeln, gestützt auf die Autorität deren Verfasser, ganz allgemein bedient und gebraucht dieselbe theilweise jetzt noch, obwohl dieselben bei manchen Verhältnissen fehlerhafte Resultate ergeben, und zwar fehlerhaft bis zu 40 und 60 Procent, wobei man sich dann nicht mehr über die vielen Processe verwundern kann, zu welchen die Anlagen hydraulischer Motoren Veranlassung gegeben haben.

Die in neuerer Zeit mit einem bedeutenden Aufwande von Zeit und Mitteln über diesen Gegenstand angestellten Versuche und deren Ergebnisse sind noch wenig in die practischen Kreise eingedrungen, finden sich kaum in wissenschaftlichen Werken erwähnt und haben daher noch außerordentlich wenig practische Verwerthung gefunden.

Der erste Theil des vorliegenden Werkes wird die Frage der Wasservermessung auf möglichst einläßliche Weise unter Benutzung aller vorhandenen Quellen behandeln, dabei aber nicht blos die Ableitungen aus den Versuchsresultaten, sondern diese letztern selbst nebst dem Gange der Ableitungen anführen, um dem Leser ein selbstständiges Urtheil über deren Verläßlichkeit zu gewähren, da in dieser letztern allein der Werth einer Ableitung besteht.

Die Theorie der Bewegung des Wassers in Flüssen und Canälen, sowie des Ausflusses desselben aus Gefäßen oder Behältern unter verschiedenen Verhältnissen ist eine so verwickelte und bis jetzt noch unvollständige, daß allein die Versuchsresultate vom Practiker berücksichtigt werden können. Es läßt sich zwar mit Hülfe der graphischen Darstellung aus einer Versuchsreihe eine allgemeine Regel oder Formel ableiten, die innerhalb der Grenzen der den Versuchen zu Grunde liegenden Verhältnisse ganz gute Dienste leistet. Aber immerhin bilden die Versuche selbst die Grundlage, auf welcher der Practiker am liebsten und sichersten vorgeht, da er dann die positive Ueberzeugung besitzt, keine fehlerhaften Annahmen zu machen.

Aus diesem Grunde sind dem ersten Theile des vorliegenden Werkes die Resultate der in neuster Zeit angestellten Versuche selbst einverleibt oder wo dieses raumhalber nicht thunlich war, die Ergebnisse durch einen kurzen Auszug aus den Versuchsresultaten nachgewiesen.

Man findet in demselben nach einer Darstellung der physikalischen Eigenschaften des Wassers, namentlich die Coefficienten für den Ausfluß desselben aus Gefäßen, unter den verschiedensten Verhältnissen. Besonders ausführlich sind die Resultate der Versuche über den Ausfluß des Wassers aus Schützenöffnungen bei den mannigfaltigsten Anordnungen aufgeführt. Diesen folgen die Ergebnisse der Versuche über die Wassermenge bei Ueberfällen verschiedener Art, wonach der Abschnitt über die Vermessung der Wasserläufe beginnt. In diesen sind die von verschiedenen Autoren zur Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit eines Wasserlaufes aufgestellten Ausdrücke zusammengestellt, die Mangelhaftigkeit der frühern nachgewiesen, die in neuster Zeit diesbezüglich angestellten Versuche und die daraus abgeleitete neue Theorie aufgeführt und die Verläßlichkeit der letztern dargelegt.

Es wurde bisher von den meisten Hydraulikern ein bestimmtes Verhältniß zwischen der mittlern Geschwindigkeit eines Fluß- oder Canal-Querschnittes zur größten Geschwindigkeit desselben angenommen und es ist nach den für dieses Verhältniß aufgestellten Regeln in unzähligen Fällen die mittlere Geschwindigkeit eines Wasserlaufes und

somit die Wassermenge selbst bestimmt und der Festsetzung der Nutzleistung hydraulischer Motoren zu Grunde gelegt worden. Durch neuere und vollständigere Versuche ist aber nachgewiesen worden, daß das erwähnte bestimmte Verhältniß gar nicht vorhanden ist! —

Den Ergebnissen der Mississippiversuche sind diejenigen der in derselben Zeit im Auftrage der französischen Regierung von Darcy und Bazin angestellten Untersuchungen über das Verhältniß von mittlerer Geschwindigkeit, Querschnitt und Gefällverlust bei künstlichen Fabrikcanälen beigefügt, da dieselben für den Practiker von ganz besonderem Werthe sind.

Im folgenden Abschnitte des ersten Theiles dieses Werkes, welcher die Bewegung des Wassers in Rohrleitungen behandelt, findet man die Ungenauigkeit der bisher üblich gewesenen Prony'schen Formel zur Bestimmung des Gefällverlustes in Folge der Reibungswiderstände ꝛc. einer Rohrleitung nachgewiesen und die von Darcy und Bazin auf Grundlage der neuen noch wenig bekannten Versuche erhaltenen Resultate aufgeführt und mit der Prony'schen und Eytelwein'schen Formel durch graphische Darstellung verglichen.

Der letzte Abschnitt des ersten Theiles giebt Anleitung zur practischen Anwendung aller bisherigen Ergebnisse nebst zahlreichen Beispielen zur Construction der Schützen, Wehre, Canäle, Rohrleitungen nebst Fundationen und schließt mit einer Aufführung der wichtigern über die Hydraulik erschienenen Werke.

Der zweite Band des Werkes dagegen wird die Theorie und die Construction der hydraulischen Motoren an und für sich behandeln. —

Kriens bei Luzern (Schweiz), im Juni 1876.

G. Meißner,
Ingenieur.

I.

Physik des Wassers.

§ 1.

Entstehung der Wasserläufe. Kreislauf des Wassers.

In Folge der Verdunstung des Wassers bei jeder Temperatur (auch das Eis verdunstet bei großer Kälte an seiner Oberfläche) ist die ganze irdische Atmosphäre beständig mehr oder weniger mit Wasserdampf gesättigt, indem derselbe unsichtbar in der Form hohler, mit Luft gefüllter Wasserbläschen in der Luft herumschwimmt. Auch beim herrlichsten Sonnenschein und monatelanger Trockenheit ist die Luft mit Wasserdunst durchdrungen, denn ohne diesen wäre alles organische Leben unmöglich.

Der Wassergehalt der Atmosphäre schlägt sich zum großen Theil auf den kältern Höhen und Gebirgen nieder, der Wasserdunst verdichtet sich dort zu Nebeln oder Wolken, aus diesen fällt Thau und Regen nieder und diese wässerigen Niederschläge aus der Luft bilden ein unerschöpfliches Magazin der Wasser, welche die Quellen bilden.

Das niedergeschlagene Wasser rinnt theils an der Oberfläche der Berge herab, theils dringt es in die Erde und ihre mannigfaltig gelagerten Schichten ein, indem es durch Ritzen und Klüfte in die Tiefe niedergeht. In den Schachten der Bergwerke träufelt auf allen Puncten das Wasser aus den Wänden hervor und je tiefer man in die Oberfläche der Erde eindringt, um so mehr nimmt das Rieseln der Wasserfäden und das Plätschern der fallenden Wassermassen zu, so daß man in allen Tiefbauten genöthigt ist, Maschinen zum Herausschaffen der eindringenden Tagewasser zu unterhalten.

Von oben herab ununterbrochen nachfließendes Wasser drückt auf das tiefer stehende, welches unter dem Einfluß dieses Druckes sich durch Ritzen und Klüfte Wege sucht, bis es sich an einer Stelle ansammelt, wo ihm geschlossene undurchdringliche Gesteinlager oder wasserdichte

Thonschichten unübersteigliche Hindernisse in den Weg legen. Das Gewicht der Wassersäule, die auf diesen tiefsten Wasserschichten ruht, treibt dieses durch die engsten Spalten nach der Außenseite der Berge, wo es in Thälern oder Niederungen entweder frei zwischen den Felsen hervortritt, oder sich durch aufgeschwemmte Erdlagen, Gerölle und Sand Canäle baut, um an einzelnen Stellen als treibende Quellen aus dem Boden hervorzubrechen. Das Durchsickern durch die Sandlagen reinigt das Wasser von allen mitgeschwemmten Unreinigkeiten und es tritt dasselbe daher mit jener wunderbaren Reinheit zu Tage, welche das Wasser der Quellen charakterisirt.

Das aus den Quellen und von den Bergen rieselnde Wasser fließt zu Bächen und diese zu Strömen zusammen, denen das Meer als ungeheures Sammelbecken dient, welches keinen andern Abfluß als denjenigen durch die Verdunstung hat.

Aus dem Meere und theilweise schon auf dem Wege zu diesem verdampft und verdunstet das Wasser wieder in die Atmosphäre über und ist auf diesem Wege einem continuirlichen Kreislaufe unterworfen, welcher durch die lebendige Kraft der Sonnenstrahlen oder Aetherwellen hervorgerufen und unterhalten wird, so daß wir in letzter Instanz alle durch unsre zahlreichen Wasserkräfte gewonnene mechanische Arbeit direkt aus der Sonne beziehn.

Einen Beweis, daß das Meer seine empfangenen Wassermassen in Dunstform wieder verliert, bildet die große Feuchtigkeit unsres europäischen Klimas.

Es ist nämlich hier wie in Amerika Südwest der herrschende Wind, bei uns kommt derselbe indessen in Folge seiner langen Berührung mit dem Meere mit Wasserdämpfen oder Wasserdunst beladen, als Regenwind an, während derselbe an der Ostküste von Amerika meist schönes Wetter im Gefolge hat, weil er dort ohne diesen Feuchtigkeitsgehalt eintrifft. Der größte Theil der vom Meere zwischen Amerika und Europa ausgehenden Wassermassen geht also den Weg über Europa hin, und ist demzufolge hier alles weit mehr mit Feuchtigkeit durchzogen als dort. Die Wäsche trocknet dort rascher, die Brodvorräthe werden in wenigen Tagen ungenießbar vor Trockenheit, in ein neugebautes Haus kann man sehr bald einziehn. Dagegen haben die Schreiner dort mit größern Schwierigkeiten zu kämpfen, indem das bei uns für trocken genug befundene Holz in Boston und Newyork in kurzer Zeit reißt, wenn man es zu Möbeln verwendet.

Ein wie bedeutender Theil der im Regen allein niederfallenden Wassermenge bereits auf deren Hinlauf zum Meere in Dunstform wieder

in die Atmosphäre übergeht, hat die Mississippi-Commission in neuster Zeit im Flußgebiete des Mississippi nachgewiesen. Die jährliche im Regen niederfallende Wassermenge in verschiedenen Theilen des Mississippi-Gebietes beträgt in den einzelnen Jahreszeiten:

Für das Delta des Mississippi von 12300 □ Meilen Fläche = 1,700.000,000.000 Cb.'

Flußgebiet des Red-river von 97000 □ Meilen Fläche = 8,800.000,000.000 Cb.'

Arkansas und White-river von 189000 □ Meilen Fläche = 13,000.000,000.000 Cb.'

St. Francis von 105000 □ Meilen Fläche = 1,100.000,000.000 Cb.' ꝛc. ꝛc.

Die jährlich fallende Regenmenge des Mississippi-Gebietes unterhalb seiner Nebenflüsse beträgt 78,900.000,000.000 Cubikfuß, während die jährliche mittlere durch den Mississippi ins Meer abfließende Wassermenge nur 19,400.000,000.000 Cb.' beträgt. Diese Zahlen verhalten sich wie 1 : 4, so daß von der als Regen herabfallenden Wassermasse nur $^1/_4$ ins Meer abfließt, während die übrigen $^3/_4$ aus dem Boden wieder als Dunst in die Atmosphäre übergehn.

Die Verdunstung des Wassers geht nur von der Oberfläche aus und unterscheidet sich ganz wesentlich vom Verdampfen durch Kochen. Die Spannkraft des unsichtbaren Dunstes bei einer Temperatur von 15 ° R. beträgt nur 3,09 Pariser Linien. Es ist diese Spannkraft also durchaus nicht genügend, den Druck der Atmosphäre zu überwinden und dennoch verdunstet sogar das Eis bei einer Temperatur unter 0 ° R. Bei dieser Temperatur hat das entstandene Wassergas eine Spannkraft von 2,1 Pariser Linien.

Bei der Vermengung mit kalter Luft erleidet das Wassergas eine eigenthümliche Verdichtung oder eine Art Krystallisation, indem es in die Gestalt unendlich feiner hohler Bläschen übergeht, die Luft einschließen. In diesem Zustande bildet der Wasserdunst den Nebel und die Wolken, welche in Folge der Leichtigkeit der Bläschen in der Luft schweben. Man kann diese Bläschen mit einem Vergrößerungsglase von 1 bis $1^1/_2$ Zoll Brennweite über der Oberfläche heißer dunkler Flüssigkeiten, wie Kaffee, Thee oder auch Tinte beobachten. Man sieht dabei die Bläschen sich nach verschiedenen Richtungen bewegen, in Folge der Luftströmungen, die über der heißen Flüssigkeit entstehen. Bei der Untersuchung des Nebels auf den Gipfeln hoher Berge hat man den Durchmesser der Bläschen bestimmt und gefunden, daß die größten $^1/_{2780}$ Zoll und die kleinsten $^1/_{4500}$ Zoll Durchmesser haben.

Stoßen die Bläschen aneinander, so zerspringen sie, und ihre Wasserhüllen vereinigen sich zu kleinen Tropfen, die man öfter unter den Bläschen sieht und leicht unterscheidet.

Dringt ein kalter Luftstrom in eine mit solchem Wasserdunst geschwängerte Luft ein, so fließen die Bläschen massenweise zusammen, bilden Wassertröpfchen, die sich langsam tiefer und tiefer senken und vermöge ihrer kältern Temperatur in den untern wärmern Luftschichten nach und nach vergrößern, und sodann immer rascher fallend, als Regentropfen auf der Erdoberfläche anlangen. Würden diese Regentropfen gleich im Momente ihrer Entstehung die Größe besitzen, in welcher sie auf der Erdoberfläche eintreffen, so würden dieselben eine so enorme Fallgeschwindigkeit und lebendige Kraft erlangen, indem sie mehrere tausend Fuß hoch herunterfallen, daß unsre Regenschirme wie von Knallerbsen von ihnen durchlöchert würden.

§ 2.

Zusammensetzung und physikalische Eigenschaften des Wassers.

a) Das Wasser wurde von uralten Zeiten her als Element und Repräsentant alles Flüssigen betrachtet, bis zur Entdeckung des Sauerstoffgases gegen das Ende des achtzehnten Jahrhunderts. Da machten einige experimentirende Chemiker die Beobachtung, daß beim Verbrennen von Wasserstoffgas und Sauerstoffgas in Gefäßen die Wandungen derselben feucht wurden und sich mit Wasserdampf beschlugen.

Doch wagte es längere Zeit noch Niemand, aus dieser Beobachtung den wahren Schluß zu ziehen, bis Cavendish durch das Verbrennen der beiden Gase einige Grane Wasser künstlich erzeugt hatte und die Behauptung aufstellte, daß das Wasser aus Sauerstoff und Wasserstoff zusammengesetzt sei. Ein mächtiger und in seinen Folgen unberechenbarer Fortschritt war mit dieser Entdeckung in der Wissenschaft geschehn und Tausende von Erscheinungen konnten auf einmal erklärt werden, die bis dahin dunkel und unverständlich geblieben waren. In den nächstfolgenden Jahren boten die ausgezeichnetsten Chemiker damaliger Zeit alle Mittel auf, die Zusammensetzung des Wassers außer Zweifel zu setzen und größere Mengen von Wasser künstlich zu erzeugen.

Später zeigte A. v. Humbolt und Gay-Lassac, daß sich die beiden Gase genau in dem Verhältniß von 2 Maß Wasserstoffgas auf 1 Maß Sauerstoffgas vereinigen und das hiebei entstehende Wasser in Dampfgestalt genau 2 Maß beträgt, so daß eine Verdichtung von

ein Drittheil stattfindet. Das in diesem Verhältniß gemachte Gemenge der beiden Gase explodirt mit furchtbarer Gewalt und hat mit allem Recht den Namen Knallgas erhalten. Damit gefüllte Seifenblasen knallen heftig beim Entzünden, da der bei der plötzlichen chemischen Verbindung beider Gase entstehende weißglühende Wasserdampf eine ungeheure Spannkraft von Hunderten von Atmosphären besitzt.

Dem Gewichte nach besteht das Wasser aus 88,9 Theilen Sauerstoff und 11,1 Theilen Wasserstoff.

b) Das reine Wasser ist bei der Mitteltemperatur der Luft eine gänzlich farb-, geruch- und geschmacklose Flüssigkeit und an und für sich selbst völlig unveränderlich.

Die Farbe des Wassers rührt nur von den feinen in demselben umherschwimmenden organischen und erdigen Theilchen her, welche je nach Umständen die Farbe des Wassers, ähnlich derjenigen der Wolken, nämlich in allen Nüancen des Regenbogens erscheinen lassen. Das Wasser fault niemals, wohl aber die organischen Beimengungen, die es enthält.

c) Beim Uebergange aus dem flüssigen Zustand in den starren, welcher bei einer Temperatur von unter Null Graden eintritt, nimmt das Wasser Krystallgestalt an, deren Grundform eine doppelte sechsseitige Pyramide ist. Gewöhnlich sind die Krystalle dünne sechsseitige Tafeln mit Winkeln von 60 und 120 Graden.

Beim Schnee sind meistens 6 und mehr solcher Tafeln zu einem Stern vereinigt, welche (Fig. 1) oft einen wunderbar hübschen Anblick gewähren. Mehrere dieser Sterne vereinigen sich dann zu einem Schneeflocken.

Bei völliger Ruhe kann das Wasser mehrere Grade flüssig bleiben, erstarrt aber sofort, sowie man es durch einen Stoß oder durch Umrühren in Bewegung setzt. Im luftleeren Raume erfolgt die Eisbildung erst bei — 5° C., aber im Augenblicke der Erstarrung erhebt sich die Temperatur auf — 0° C.

Das specifische Gewicht des Eises ist 0,950; das Eis schwimmt daher auf dem Wasser, da seine Entstehung mit einer Ausdehnung verbunden ist. Diese Ausdehnung geschieht mit solcher Gewalt, daß starke Metallgefäße, die mit Wasser ganz gefüllt und wohl verschlossen werden, beim Gefrieren zerspringen. Eine Bombe von 18" Diam., mit $2^3/_4$" dicken Wandungen zerspringt bei einer Kälte von — 17° R.

Durch das gefrierende Wasser werden die härtesten Felsen an ihrer Oberfläche, wo sich Risse befinden, zerklüftet und gespalten und im Laufe der Zeit in den lockern Zustand des Feldbodens übergeführt.

Das Eis geht bei allen im Freien vorkommenden Temperaturen unter 0° C. in Dampfgestalt oder Dunstform über.

Es ist dieses eine ganz eigenthümliche, a priori nicht zu erwartende Eigenschaft des krystallisirten Wassers und ein deutlicher Beweis, wie gierig die Luft sich bis zu einem gewissen Feuchtigkeitsgrade mit Wasserdunst zu sättigen strebt.

Ein mäßiger Gehalt von Wassergas macht die Luft klarer und durchsichtiger, daher die Berge dann näher erscheinen und leicht Regen eintritt, wenn ein kalter Luftstrom in eine solche Luftschichte eintritt.

Reines krystallisirtes Wasser ist farblos, durchsichtig und völlig trocken, ein Nichtleiter der Elektricität. Er wird durch Reiben stark elektrisch und ist ein schlechter Wärmeleiter. Klares Eis läßt aber die Sonnenstrahlen frei durchgehen, ohne sich dabei zu erwärmen. Man kann daher Linsen aus Eis anfertigen, mittelst derselben die Sonnenstrahlen wie durch ein Brennglas sammeln und damit brennbare Körper entzünden.

Wird das Eis erwärmt, so nimmt es mit Leichtigkeit Wärme auf und schmilzt bei einer Temperatur, welche ganz genau dem Nullpunct unsrer Thermometer gleich ist. Ueber diesen läßt es sich nicht erwärmen und sein Uebergang in flüssiges Wasser erfolgt unter allen Umständen und unabhängig vom Luftdruck bei derselben Temperatur, daher man dieselbe eben als Ausgangspunct für unsre Thermometer gewählt hat.

Die Wärme, welche das Eis beim Schmelzen aufnimmt, ist sehr beträchtlich und beträgt genau so viel, als die gleiche Menge Wasser Wärme braucht, um von Null Grad auf 79° C. oder 63_{2}^{1}° R. erhitzt zu werden. Wenn man daher 1 Pfd. Eis von Null Grad mit 1 Pfd. Wasser von 79° C. zusammenbringt, so schmilzt das Eis vollständig ein und man erhält 2 Pfd. Wasser von Null Grad Temperatur.

Wird das Wasser von Null Grad Temperatur weiter erwärmt, so zieht es sich zusammen, bis es eine Temperatur von + 4° C. hat. Bei dieser Temperatur hat es seine größte Dichtigkeit erreicht und wenn die Erwärmung weiter fortgeht, so dehnt es sich wieder aus und zwar so, daß es bei + 9° C. genau denselben Raum einnimmt, wie bei Null Grad.

Bei der Temperatur von + 4° C. oder in dem Zustand seiner größten Dichtigkeit wiegt 1 Cubikcentimeter Wasser genau 1 Gramm, 1 Cubikmeter also = 1000 Kilogramm und 1 Cubikdecimeter = 1 Liter Wasser = 1 Kilogramm.

Von der Temperatur von + 4° C. an bis 100° C. beträgt die

Ausdehnung $^{43}/_{1000}$. 1000 Maß des dichtesten Wassers von 4° C. geben 1043 Maß siedendes Wasser.

Durch diese Verhältnisse in der Ausdehnung des Wassers sind wichtige Vorgänge und Erscheinungen bedingt. Hätte das Wasser nicht die merkwürdige Eigenschaft, einige Grade oberhalb seines Gefrierpunctes am dichtesten oder schwersten zu sein, so würden im Winter bald alle Gewässer und Seen, bis auf Null Grad in ihrer ganzen Tiefe erkalten und bis auf den Grund gefrieren.

So aber zieht sich das Wasser bei seiner Erkältung zusammen und wird schwerer.

Sowie der Wasserspiegel eines Gewässers die Temperatur von + 4° C. erreicht hat, senkt sich diese obere Wasserschichte zu Boden und so geht es fort, bis die ganze Wassermasse bei ununterbrochener Abkühlung die Temperatur von + 4° C. erreicht hat. Dauert die Erkältung auch dann noch fort, so nimmt wohl die Oberfläche eine niedrigere Temperatur an und erstarrt zu Eis, hat dabei aber auch ein geringeres specifisches Gewicht. Das kältere Wasser schwimmt also auf dem wärmern von + 4° C. und da es ein sehr schlechter Wärmeleiter ist, schützt es die tiefern und wärmern Wasserschichten vor weiterer Abkühlung.

Bei der größten Kälte sind daher die Oberflächen der Gewässer selten auf mehr als 1 Fuß Tiefe gefroren und an dem Boden der Flüsse und Seen ist das Wasser stets um einige Grade über den Gefrierpunct erwärmt, es fließt gewöhnlich mit 3—4° C. Wärme unter der Eisdecke dahin.

Ganz verschieden von dieser Eisbildung an der Oberfläche ist die Bildung von Grundeis. Diese findet immer nur bei solchen Gewässern statt, welche rasch fließen und auf kürzern Strecken mehrfalls über Wehre fallen oder durch steinigen Grund fließen, so daß das Wasser über und über stürzt, der Luft seine ganze Masse zur Abkühlung darbietet und von darüber liegenden Schichten nicht mehr vor weiterer Abkühlung geschützt werden kann. Hier wird die ganze Wassermasse bei weiterer Abkühlung nach und nach immer weniger flüssig und zuletzt ganz breiartig, so daß es nicht mehr durch Turbinencanäle fließt und keine Wirkung mehr ausübt. Es kommt dieses in gebirgigen Gegenden öfter vor.

Das Wasser ist durch große Gewalt etwas zusammendrückbar. Durch den Druck einer Atmosphäre wird es um 45 Millionstel seines Volumen zusammengedrückt und bis zu einem Drucke von 100 Atmosphären ist die Verminderung seines Volumens ziemlich der Pressung proportional. Für die gewöhnlichen Zwecke der Praxis ist das Wasser als gänzlich unzusammendrückbar zu betrachten und es beruhn auf dieser

wunderbaren Eigenschaft, die keinem andern Körper zukommt, dessen Anwendung zum Betriebe hydraulischer Motoren und zur Transmittirung von Pressungen nebst Concentrirung solcher auf größere Flächen.

d) Hat das Wasser durch fortgesetztes Erwärmen unter beständiger Vermehrung seines Volumens die Temperatur von 100° C. oder 80° R. erreicht, so verwandelt es sich in Dampf und nimmt als solcher im Augenblick seiner Entstehung einen 1700 mal größern Raum ein, wobei gleichzeitig 550° C. Wärme gebunden werden, die zum Bestehen des Dampfes nöthig sind. Wird der Dampf wieder zu Wasser verdichtet, so wird auch die gebundene Wärme wieder frei.

1 Gewichtstheil Dampf erwärmt dabei 5,5 Gewichtstheile Wasser von 0° C. bis auf 100° C. oder 550 Theile um 1° C.

e) Ganz besonders ausgezeichnet ist das Wasser durch seine große specifische Wärme, in welcher es alle andern Körper weit übertrifft, und zwar in der Wärmemenge, die es erfordert, um seine Temperatur um 1° C. zu erhöhen.

§ 3.

Gleichgewicht und Bewegung des Wassers.

1) Im geraden Gegensatze zu den festen Körpern, welche einen auf sie ausgeübten Druck nur nach derjenigen Richtung fortpflanzen, nach welcher dieser Druck ausgeübt wurde, pflanzt sich bei den Flüssigkeiten ein an irgend einer Stelle auf sie ausgeübter Druck nach allen möglichen Richtungen mit derselben Intensität fort, und zwar vermöge der Unzusammendrückbarkeit des Wassers mit einer außerordentlichen Geschwindigkeit bis auf die weitesten Distanzen.

Wenn z. B. in einem mit Wasser gefüllten Gefäße (Fig. 2) ein dichtschließender Kolben A einen Druck auf die Flüssigkeit ausübt, so pflanzt sich dieser Druck nach jeder Richtung in derselben fort und wirkt sowohl auf die Wandungen des Gefäßes, wie auch auf den Kolben B genau mit derselben Kraft auf eine Fläche von derselben Größe. Ist die Fläche des Kolbens B doppelt so groß, wie diejenige des Kolbens A, so ist auch der Druck auf denselben 2mal so groß, als der auf A ausgeübte.

Die Fortpflanzung des Druckes ist ganz unabhängig von der Form des Gefäßes. In Fig. 3 und 4 wird der auf den einen Kolben A ausgeübte Druck ohne Verlust auf denjenigen B übertragen und ebenso

in Fig. 5. Läßt man den Kolben A durch ein Gewicht niederdrücken, ſo hat jeder der Kolben BCDE genau denſelben Druck nach auswärts auszuhalten, wenn der Durchmeſſer derſelben gleich groß iſt. Es läßt ſich daher mit Hülfe eines mit Waſſer gefüllten verſchloſſenen Gefäßes eine Preſſung ganz beliebig vervielfältigen, indem man wie in Fig. 2 einen kleinen und einen großen Kolben anbringt. Sovielmal die Fläche des größern Kolbens größer iſt, als diejenige des kleinen, ſo vielmal größer als der auf den kleinen Kolben ausgeübte Druck iſt die Kraft, mit welcher der große Kolben herausgepreßt wird. Auf dieſes Princip gründet ſich die Hydrauliſche Preſſe (Fig. 6 und 7). Dieſelbe beſteht aus 2 mit Waſſer gefüllten Preßcylindern a und b (Fig. 6) mit 2 Preßkolben H und J (Fig. 7). Der Cylinder H, auf welchem der Preßtiſch C aufliegt, hat einen 10- bis 20mal größern Durchmeſſer, alſo eine 800- bis 1600mal größere Fläche als der Kolben des Pumpencylinders J.

Mit Hülfe des letztern wird nun durch Auf- und Niederdrücken des Hebels G (Fig. 6) Waſſer aus einem Gefäße K in den Cylinder A der Preſſe CDE gepreßt und da der Kolben H 800- bis 1600 mal größere Fläche hat, als derjenige J, ſo wird der Druck auf denſelben 800- bis 1600 mal größer als die Preſſung auf den Kolben J mittelſt des Hebels g. Auf dieſe Weiſe läßt ſich die auf dem Preßtiſch C liegende Waare enorm ſtark zuſammenpreſſen.

Nicht zu überſehen iſt dabei, daß der größere Kolben in dem Maße langſamer ſich bewegt, wie der kleine Kolben, als der erſtere größer iſt als der letztere.

2) Um den Gleichgewichtszuſtand einer ſich ſelbſt überlaſſenen Waſſermaſſe zu finden, kann man ſich vorſtellen, ſie ſei keiner andern Kraft als der gegenſeitigen Anziehung ihrer Theile unterworfen. Man wird leicht finden, daß ſie die Geſtalt einer Kugel wird annehmen müſſen.

Iſt c in Fig. 8 der Mittelpunct derſelben, ſo werden die in gleichen Entfernungen a und b liegenden Theilchen gleich ſtark angezogen und üben mithin auch auf die unter ihnen liegenden Theilchen gleichen Druck aus, werden umgekehrt von den über ihnen befindlichen Theilchen m und n gleich ſtark gedrückt.

Aus dieſem Grunde iſt die Oberfläche einer Flüſſigkeit auf einer Kugel, alſo auch auf zur reſultirenden Wirkung der anziehenden Kraft, oder concentriſch zur geometriſchen Kugeloberfläche.

Wenn die Dimenſionen der betreffenden Kugel groß ſind (wie bei der Erde 1720 geographiſche Meilen Durchmeſſer) und betrachtet man nur ein Oberflächenſtück von geringer Ausdehnung, ſo hat jede darauf

befindliche Flüssigkeit im Zustande der Ruhe eine ebene horizontale Oberfläche und in gleichen Tiefen unter dieser ist der Druck überall gleich. Ist auch die Tiefe der betrachteten Wasserschichte auf der Erdoberfläche nur gering, so daß man auf die Aenderung der Anziehungskraft (die gegen den Mittelpunct zu wächst) keine Rücksicht zu nehmen braucht, so ist der Druck auf ein beliebiges Wassertheilchen nur dem Gewichte der auf ihm ruhenden Wassersäule gleich, d. h. dieser Druck richtet sich nur nach der Tiefe unter der Oberfläche und nach der Dichte der Flüssigkeit.

Wenn die Flüssigkeit in einem Gefäße eingeschlossen ist, so haben aus dem obigen Grunde die Wände des Gefäßes einen Druck auszuhalten, der gleich ist dem Gewicht einer Wassersäule vom Querschnitte der betrachteten Fläche des Gefäßes und von der Höhe gleich der Distanz des Schwerpunctes dieser Fläche unter dem Oberwasserspiegel. Man hat dabei sich nur daran zu erinnern, daß der Druck in einer Flüssigkeit sich nach allen Richtungen gleichmäßig fortpflanzt und daß daher jedes Wassertheilchen einen gleichen Druck von unten nach oben, wie von oben nach unten erfährt. Daher kommt es auch, daß der Druck auf den Boden eines Gefäßes gleich groß ist, welches auch die Form des obern Gefäßtheiles und der in ihm befindlichen Wassersäule sei, so lange nur die Druckhöhe oder der Wasserstand im Gefäße derselbe ist.

Hat man z. B. in einem nach oben bedeutend erweiterten Gefäße A (Fig. 8) den Druck der Flüssigkeit auf den Gefäßboden durch Hülfe einer Quecksilbersäule im communicirenden Glasrohre b gemessen, so bleibt die Höhe der Quecksilbersäule und somit der Druck auf den Boden des Gefäßes genau derselbe, welches auch (bei gleicher Höhe der drückenden Wassersäule) die Form des Gefäßes sei. Setzt man daher in Fig. 8 an Stelle des Gefäßes A dasjenige B oder C, so wird der Stand der Quecksilbersäulen in b sich nicht verändern.

Hat man also eine Wasserleitung, deren einzelne Theile in ungleichen Tiefen unter der drückenden Wassersäule liegen, so haben diese einzelnen Theile auch eine sehr ungleiche Spannung auszuhalten.

Der Druck auf die Seitenwand a b o d (Fig. 9) eines mit Wasser gefüllten Gefäßes ist nach dem Obigen gleich dem Flächeninhalte a b × b o der betreffenden Wand multiplicirt mit dem Abstand des Mittelpunctes dieser Wand unter dem Wasserspiegel.

Der Schwerpunct der Wand liegt nun an der Kreuzungsstelle der Diagonalen oder in der Mitte der Fläche und Höhe a b bei g und es

iſt ſomit der geſuchte Druck = a b × b c × a g, reſpective gleich dem Gewicht einer Waſſerſäule von dieſem Inhalte.

Man kann ſich dieſes auch auf folgende Weiſe verdeutlichen: Man ſtellt ſich a b als unendlich ſchmalen Streifen vor und in ſehr viele kleine Theile getheilt und ſucht nun den Druck auf jeden einzelnen Theil. Macht man g h = a g, ſo kann die Linie g h den Druck der Waſſermenge a g auf g vorſtellen; ebenſo kann b c den Druck auf b vorſtellen, wenn b c = a b. Das ganze Dreieck a b c ſtellt alsdann den Geſammtdruck auf a b vor, welcher Streifen unendlich ſchmal iſt. Der Geſammtdruck auf die Fläche a b c d wird daher durch ein Prisma dargeſtellt, deſſen Grundfläche gleich dem Dreieck a b c und deſſen Höhe a d gleich der Breite der Wand iſt. Iſt A = der Höhe a b, B = der Breite a d, ſo iſt der Inhalt des Primas $= \frac{A^2 B}{2}$.

Bei einem Würfel iſt A = B und der Druck auf die Seitenfläche $= \frac{A^3}{2}$, alſo halb ſo groß als derjenige auf die Bodenfläche des Würfels.

4) Der Druck auf eine jede Gefäßfläche iſt immer normal oder rechtwinklig auf dieſe Fläche, da der Druck ſich mit derſelben Intenſität nach jeder Richtung fortpflanzt. So iſt denn z. B. der Druck in einem mit Waſſer gefüllten Gefäße (Fig. 10) bei C nach der Richtung C D gerichtet, während die Richtung des Druckes auf den tiefer liegenden Punct ſchief abwärts geht.

§. 4.

Die Lage der beiden Waſſerſpiegel in verſchiedenen Theilen deſſelben Gefäßes (Fig. 11) muß nach dem Vorhergehenden ebenfalls eine horizontale Fläche bilden, d. h. der Zuſtand des Gleichgewichts kann erſt dann eintreten, wenn an jedem Puncte ein Waſſertheilchen von allen Seiten gleich ſtark gedrückt wird. Da der Druck nur einzig und allein von der Druckhöhe abhängt, dieſe alſo nach allen Richtungen gleich ſein muß, ſo müſſen in allen Theilen eines Gefäßes die Waſſerſpiegel in ein und derſelben horizontalen Ebene liegen. Dieſes wird auch noch dann der Fall ſein, wenn die verſchiedenen Theile eines Gefäßes weit auseinander liegen oder wenn, wie in Fig. 12, die einzelnen Gefäße durch eine Röhre mit einander verbunden ſind. Die Höhe der Waſſerſpiegel muß in dieſem Falle auch dann noch genau dieſelbe bleiben, wenn in Fig. 12 das Rohr oder Gefäß A durch ein ſolches von der Form B oder C erſetzt wird.

Von dieser Eigenschaft der sogenannten communicirenden Röhren haben bereits die alten Römer bei ihren zahlreichen und oft sehr großartigen Wasserleitungen Gebrauch gemacht. So zeigt Fig. 13 den eigenthümlichen Aquaeduct der von den alten Römern erbauten Wasserleitung bei Pila. Statt das Thal durch einen ungeheuren und kostspieligen Aquaeduct zu überbrücken, wurde das Wasser in Reservoirs zu beiden Seiten des Berges durch communicirende Röhren geleitet, indem das eine Bassin nur etwas weniger tiefer gelegt wurde, um das Durchfließen des Wassers zu erleichtern. Fig. 14 zeigt eine derartige, auch von den alten Römern gebaute Ueberbrückung dreier Thäler, ebenfalls mit Hülfe von Reservoirs a b c d, welche durch communicirende Röhren mit einander in Verbindung gesetzt waren. Dieser Thalübergang befindet sich in der Nähe von Lion.

Die zu überschreitenden Thäler waren bis 800 Meter lang und 70 bis 100 Meter tief und hätten zur Ueberbrückung in gerader Linie unübersteigliche Hindernisse dargeboten. Interessant in hohem Grade ist dieser dreifache Thalübergang, bei welchem die Reservoirs in Ermanglung größerer Röhren, welche die Römer nicht herstellen konnten, durch eine ganze Menge enger Röhren mit einander verbunden waren. Dieser Thalübergang kann jetzt noch als ein vorzügliches Muster gelten.

§ 5.

Um die Richtung und Größe des Druckes zu bestimmen, welchem ein ins Wasser eingetauchter Körper unterworfen ist, stelle man sich unter dem quadratischen oder vielmehr cubischen Körper p in Fig. 15 einen Theil der Flüssigkeit selbst vor, so wird dieser natürlich in seiner Lage verbleiben, weil sein Gewicht sammt dem Drucke, den er von oben erleidet, dem Gegendrucke von unten das Gleichgewicht hält. Es wird dieses in jeder beliebigen Tiefe unter der Oberfläche der Fall sein und es kann sich an dem ganzen Verhältnisse nichts ändern, wenn man an die Stelle der Wassermasse p einen festen Körper setzt, welcher genau so schwer ist, wie die an seiner Stelle gewesene Wassermasse. Der Druck auf die unter ihm befindlichen Wassertheilchen bleibt nämlich genau derselbe. Da nun aber dabei der Druck auf den Körper von oben genau um das Gewicht der verdrängten Wassermasse p kleiner geworden ist, so muß jeder Körper im Wasser genau so viel an seinem Gewichte verlieren, als das Gewicht der verdrängten Wassermasse beträgt. Dieser Satz trägt von seinem Entdecker her den Namen „Princip des Archimedes".

Ein Körper wird alſo auf der Oberfläche des Waſſers ſchwimmen, wenn das Gewicht der von ihm verdrängten Waſſermaſſe größer iſt, und unterſinken, wenn dieſes Gewicht kleiner iſt als dasjenige des Körpers ſelbſt.

Ein ſchwimmender Körper wird ferner genau ſo tief im Waſſer einſinken, bis das Gewicht des verdrängten Waſſervolumens gleich dem ganzen Gewicht des Körpers iſt.

§ 6.

Sowie der Schwerpunct g eines ins Waſſer getauchten oder auf demſelben ſchwimmenden Körpers C (Fig. 16) nicht mit dem Schwerpuncte c der von ihm verdrängten Flüſſigkeit zuſammenfällt, ſo muß eine Drehung des Körpers erfolgen, bis der Schwerpunct deſſelben ſich unter dem Schwerpuncte der verdrängten Waſſermaſſe befindet und zwar in einer und derſelben Senkrechten.

So geht bei C (Fig. 16) die Reſultante des Druckes nach oben durch den Punct c, den Schwerpunct des verdrängten Waſſers, während die Reſultante der nach unten gehenden Preſſungen durch den Schwerpunct g des Körpers geht. So lange nun die beiden Puncte c w g vertical über einander liegen, ſo findet allerdings Gleichgewicht ſtatt, allein dieſes Gleichgewicht iſt nicht ſtabil und der Körper wird bei der geringſten Aenderung ſeiner Lage umkippen und zuerſt in die Lage B (Fig. 16) übergehn. Aber auch hier halten ſich die abwärts φ aufwärts preſſenden Kräfte noch nicht das Gleichgewicht, bis der Körper die Lage des ſtabilen Gleichgewichtes A angenommen hat, in welche er immer wieder zurückkehrt, wenn er aus derſelben in diejenige B gebracht wird.

Es kann indeſſen auch dann ſtabiles Gleichgewicht bei einem ſchwimmenden Körper eintreten, wenn der Schwerpunct deſſelben ſich über dem Schwerpuncte der verdrängten Waſſermaſſe befindet. Betrachtet man z. B. das Schiff (Fig. 17) A, ſo iſt c der Schwerpunct des Schiffes und d derjenige des verdrängten Waſſers. Geht nun das Schiff in die Lage (Fig. 17) B über, ſo liegt der letztere Schwerpunct nicht mehr bei d, ſondern bei f. Das Waſſer drückt alſo bei f aufwärts, das Schiff bei c abwärts und es kehrt ſomit das Schiff wieder in ſeine urſprüngliche Lage in A zurück. Der Punct g heißt das Metacentrum und es gilt daher die Regel, daß ein ſchwimmender Körper dann Stabilität hat, wenn ſein Schwerpunct unter dem Metacentrum liegt.

§ 7.

Die Flüssigkeitshaut.

Die Cohäsion oder der Zusammenhang der einzelnen Wassertheilchen einer Flüssigkeit beruht auf der Anziehung der einzelnen Theilchen oder Atome gegen einander und nicht auf der allgemeinen Anziehung der ganzen Masse. Da die Einwirkung der einzelnen Atome nur auf ganz kleine Distanzen wirkt, so erleidet ein unmittelbar unter der Oberfläche des Wassers befindliches Theilchen von allen Seiten eine gleichmäßige Anziehung, welche die Ursache der leichten Verschiebbarkeit der Wassertheilchen innerhalb der Flüssigkeitsmasse ist. Ein an der Oberfläche befindliches Wassertheilchen erleidet dagegen nur von seitwärts und von unten, nicht aber von oben eine Anziehung. In Folge dessen haben die Theilchen an der äußersten Oberfläche ein großes Bestreben, sich den unmittelbar unter ihnen liegenden Atomen zu nähern, weil der Anziehung von Seiten derselben keine solche von oben entgegenwirkt. Die äußerste Atomenschichte überzieht daher das Ganze wie ein elastisches zähes Netz, das man mit dem Namen der Flüssigkeitshaut bezeichnet und vielfach zu beobachten die Gelegenheit hat.

Legt man eine etwas angefettete Nähnadel auf die Oberfläche eines ruhigen Wasserspiegels, so hat man die beste Gelegenheit, die elastische Flüssigkeitshaut zu betrachten. Die Nadel liegt auf dieser Haut, wie auf einer festen Decke, läßt sich durch einen Magneten nach jeder Richtung bewegen, ohne unterzusinken. Das Gewicht der Nadel bewirkt auf die Wasserfläche eine Depression, bis das Gewicht der Nadel gleich dem Gewichte der verdrängten Flüssigkeit ist.

Auch das Gehen der Insecten (Fig. 19) auf der Oberfläche des Wassers ist nur durch die Flüssigkeitshaut möglich.

Flüssige Metallmassen, wie dünnflüssiges Eisen und Blei haben eine ungemein starke Flüssigkeitshaut. Darauf beruht die Thatsache, daß man in einem Gefäße mit geschmolzenem Blei bequem die reine Hand untertauchen und umrühren kann, ohne die Hand zu beschädigen, was sogar im dünnflüssigen Eisen noch der Fall, und, obwohl es schon so vielfach angezweifelt worden, dennoch Thatsache ist. Viele unglaubliche Mittheilungen über den eigenthümlichen Ausgang mancher mittelalterlichen Feuerproben sind dadurch erklärlich geworden. Wer Gelegenheit gehabt hat, die Verwandlung von Wasser in Eis in einem hellrothglühenden Platintiegel zu beobachten, wird an diesen eigenthümlichen Erscheinungen nicht mehr zweifeln können.

Den meisten Einfluß haben die erwähnten Erscheinungen wie über der Cohäsion des Wassers und dessen Adhäsion an die mit ihm in Berührung stehenden Körper bei der Bewegung der Wassermassen. Sie veranlassen Zustände und Bewegungen im Innern, welche die Theorie dieser Bewegung sehr erschweren.

§ 8.

Um die Geschwindigkeit bestimmen zu können, welche das aus Gefäßen ausfließende oder auf einer mehr oder weniger geneigten Ebene (in Flüssen und Canälen) herabgleitende Wasser annimmt, muß man zunächst die Verhältnisse betrachten, nach welchen ein von einer bestimmten Höhe herabfallendes Wasser- oder Körpertheilchen in einer bestimmten Tiefe anlangt.

Die Bewegung des Wassers erfolgt immer unter dem Einfluß der Schwerkraft oder der Anziehung der Erde, deren Intensität für alle practischen Verhältnisse (wo die Entfernung vom Mittelpunct der Erde als gleich groß angenommen werden kann) die gleiche bleibt. Die Bewegung einer fallenden Wassermasse wird daher immer eine gleichförmig beschleunigte sein.

Hat nun eine Wassermasse, die frei von einer Höhe herunterfällt, unter der Einwirkung der Schwere nach einer gewissen Zeitdauer eine bestimmte Geschwindigkeit v erlangt, so würde sie vermöge ihrer Trägheit auch im zweiten Zeittheilchen mit dieser Geschwindigkeit fortgehn, wenn die Schwerkraft auch nicht weiter auf sie einwirken würde. Die Einwirkung der Schwerkraft während dem zweiten Zeittheile theilt ihr aber wieder eine weitere Geschwindigkeit v mit, und sie muß daher in diesem Zeitaugenblick oder vielmehr am Ende desselben die Geschwindigkeit $v + v = 2v$ besitzen. Auf diese Weise fortgehend erlangt die fallende Wassermasse im dritten Zeittheilchen eine Geschwindigkeit $3v$, im vierten eine solche $4v$ u. s. w.

Nennt man also die auf diese Weise nach einer Secunde erlangte Geschwindigkeit g, so ist die Geschwindigkeit am Ende von t Secunden

$$c = gt \quad . \quad . \quad . \quad 1)$$

Der Werth von g dient dabei zugleich als Maß für die Größe der beschleunigenden Kraft, wird die Acceleration genannt und er beträgt für die Oberfläche der Erde

$$g = 9{,}8088 \text{ Meter.}$$

Um nun die von einem fallenden Körper durchlaufene Höhe in einer Secunde zu finden, hat man zu bedenken, daß die Geschwindigkeit

desselben am Anfange = Null und am Ende = g ist; daß ferner die Zunahme dieser Geschwindigkeit von Null = g gleichförmig erfolgt. Der fallende Körper würde daher in derselben Zeit denselben Raum zurücklegen, wenn er statt mit der veränderlichen Geschwindigkeit von o bis g mit einer gleichförmigen mittlern Geschwindigkeit zwischen o und g sich bewegt hätte, also mit einer gleichförmigen Geschwindigkeit $\frac{1}{2}$ g.

Dasselbe wird der Fall sein während der Bewegung durch t Secunden mit einer gleichförmigen mittlern Geschwindigkeit $\frac{1}{2}$ g t in einer Secunde.

Am Ende von t Secunden fällt daher ein freifallender Körper durch eine Höhe von

$$2) \quad . \quad . \quad . \quad h = \tfrac{1}{2} g t^2 = \tfrac{1}{2} g t \times t.$$

Woraus folgt:

$$3) \; . \; \frac{c^2}{h} = 2g; \quad 4) \; . \; c^2 = 2gh; \quad 5) \; . \; h = \frac{c^2}{2g}; \quad c = \sqrt{2gh} \; . \; 6)$$

Diese vier Formeln enthalten den ganzen Zusammenhang zwischen Geschwindigkeit, beschleunigender Kraft, Fallhöhe und Fallzeit, und es läßt sich nun mit Hülfe derselben die Ausflußgeschwindigkeit des Wassers aus Gefäßen unter verschiedenen Verhältnissen bestimmen.

§ 9.

Wird z. B. ein Wasserstrahl aus einer Rohrleitung, Pumpe oder Feuerspritze mit einer Anfangsgeschwindigkeit c vertical in die Höhe geworfen, so kann man mit Leichtigkeit die Zeit bestimmen, während welcher der Wasserstrahl steigt und die Höhe, bis zu welcher er gelangt. Aus der Formel $c = g t$ folgt nämlich die Zeitdauer der Steigung

$$t = \frac{c}{g}$$

und aus der Gleichung 2) des vorigen Paragraphen $h = \frac{1}{2} g t^2$ für die Steighöhe des Strahles. Denn im letztern Falle wirkt die Schwere gleichförmig verzögernd auf die Geschwindigkeit ein und vermindert dieselbe um g in einer Secunde und um g t nach Verlauf von t Secunden. Der Strahl braucht daher dieselbe Zeit, um auf eine gewisse Höhe zu gelangen, als er gebrauchen würde, um von derselben Höhe herunterzufallen.

Hat man dagegen die Zeit zu berechnen, welche eine Wassermasse

gebraucht, um durch eine bestimmte Höhe h herunterzufallen, so folgt aus Gleichung 1) des vorigen Paragraphen

$$t^2 = \frac{h}{\frac{1}{2}g} = \frac{2h}{g} \quad \text{und} \quad t = \sqrt{\frac{2h}{g}} \quad . \quad . \quad . \quad 7)$$

§ 10.

Die Ausflußgeschwindigkeit des Wassers aus einem stets gefüllten Gefäße (Fig. 19) durch eine in dessen Boden angebrachte Oeffnung b c hängt von dem Drucke ab, den das unterste Wassertheilchen b c auf den Boden des Gefäßes ausübt.

In dem Augenblicke, wo der Boden des Gefäßes unter dem untersten Wassertheilchen entfernt würde, müßte dasselbe mit einer gleichförmig beschleunigten Bewegung aus dem Gefäße herunterfallen, wenn die auf ihm liegenden Wassertheilchen nicht vorhanden wären. Wenn nun aber die Höhe des Wassers im Gefäße 100 mal so groß ist, als die Höhe des untersten Wassertheilchens, so ist die Beschleunigung desselben 100 mal größer. Während nun das Wassertheilchen b c durch seine eigene ganz klein gedachte Höhe b m herunterfallen würde, könnte sich die Beschleunigung in einer so kurzen Zeit nicht ändern und diese Geschwindigkeit c wäre daher $\sqrt{2gbm}$. Da nun aber die beschleunigende Kraft wegen der darüber liegenden Wassertheilchen 100 mal größer ist, so wird $g = 100g$ und

$$c = \sqrt{2 \times 100 \times g \times bm}.$$

Da nun aber $100 \times bm =$ der Höhe a b des Wassers ist, so ist die Geschwindigkeit, mit welcher das Wasser aus dem Gefäße austritt $= \sqrt{2g \times ab}$ oder gleich der Geschwindigkeit, mit welcher ein Körper von der Höhe a b herabgefallen ist.

Ist daher h die Druckhöhe oder die Höhe des Wasserspiegels über der Oeffnung im Gefäße, so ist die Ausflußgeschwindigkeit v

$$v = \sqrt{2gh} = \sqrt{2.9{,}8088h} \text{ in Metern.}$$

§ 11.

Ist die Oeffnung in der Seitenwand eines Gefäßes angebracht, so ist die Druckhöhe für die verschiedenen aus der Oeffnung fließenden Wassertheilchen und mithin auch deren Geschwindigkeit verschieden. Die am obern Rande der Oeffnung a b (Fig. 20) ausfließenden Wasserfäden haben die kleinste Geschwindigkeit b i; die am untern Rande ausfließenden

Theilchen dagegen die Geschwindigkeit a k. Beide Geschwindigkeiten entsprechen der Druckhöhe oder der Distanz des Wasserspiegels von den Puncten b und a. In der Mitte der Oeffnung ist die Geschwindigkeit der Wasserfäden größer als b i und kleiner als a k. Es kommt daher bei der Betrachtung einer solchen Oeffnung auf dasselbe heraus, wenn man die Druckhöhe für die ganze Oeffnung gleich nimmt dem Abstande des Oberwasserspiegels von der Mitte der Oeffnung und die dieser mittlern Druckhöhe entsprechende Ausflußgeschwindigkeit $\sqrt{2gh}$ als diejenige der ganzen Oeffnung betrachtet.

Aus der obigen Formel geht hervor, daß die Ausflußgeschwindigkeiten sich wie die Quadratwurzeln der zugehörigen Druckhöhen verhalten, und diese Regel gilt für alle Verhältnisse, sei es, daß das Wasser aus der Oeffnung des niedrigsten Gefäßes fällt, oder aus einer Rohrleitung von großer Länge ausfließt.

Für eine schiefliegende Rohrleitung ist die Druckhöhe natürlich der senkrecht gemessene Abstand zweier durch den Oberwasserspiegel und die Mitte der Ausflußöffnung gelegten Horizontalen.

Hat eine Ausflußöffnung eine der Höhe nach nicht symmetrische Gestalt, wie Fig. 21, a und b, so ist die Druckhöhe der Abstand des Schwerpunctes der betreffenden Figur vom Oberwasserspiegel.

Unregelmäßige Oeffnungen dieser Art kommen indessen äußerst selten in der Praxis vor.

§ 12.

Bewegung des Wassers auf einer schiefen Ebene.

Wenn sich ein Körper auf einer geneigten Ebene befindet, so hat er das Bestreben, längs derselben herabzugleiten und es ist die relative Schwere, d. h. die Kraft, mit welcher ein Körper parallel mit der schiefen Ebene (Fig. 22) zurückgehalten werden muß, verhält sich zum Gewichte des Körpers, wie die Höhe a b der schiefen Ebene zu deren Länge b c.

Denn es verhält sich (Fig. 22) p r oder s q zu p q wie a b zu a c.

Ist daher das absolute Gewicht des Körpers P, das relative $= Q$, so ist

$$\frac{Q}{P} = \frac{a\,b}{a\,c} = \sin c \qquad \text{und} \qquad Q = P \sin c.$$

Anmerkung. Diejenigen Leser, welchen die Bedeutung der Bezeichnungen sin (sinus), cos (cosinus) eines Winkels nicht bekannt ist, können die Werthe dieser Größen für beliebige Winkel aus der am Schluß des Werkes beigefügten Tabelle entnehmen.

Soll dagegen ein Körper auf einer schiefen Ebene durch eine horizontale Kraft Q (Fig. 23) zurückgehalten werden, so verhält sich p r oder s q zu p q, wie a b zu b c, d. h. die parallel mit der horizontalen Ebene wirkende Kraft Q verhält sich zum Gewicht P des Körpers, wie die Höhe der schiefen Ebene zur horizontalen Projection derselben.

Auf einer schiefen Ebene fällt daher ein Körper in der Zeit t durch den Raum

$$h = \frac{1}{2} g t^2 \sin x,$$

wenn x der Neigungswinkel der Ebene gegen den Horizont ist. Der Körper hat ferner am Ende der Zeit t die Geschwindigkeit

$$c = g t \sin x$$

erlangt.

§ 13.

Die Ablenkung der Wasserstrahlen.

Wenn eine Flüssigkeit auf einer Ebene a b (Fig. 24) herunterfällt und wird bei b von einer Ebene b c abgelenkt, welche unter dem Winkel x gegen die Ebene a b geneigt ist, so kann der Wasserstrahl auf b c nicht mit der ursprünglichen Geschwindigkeit b e fortgehn. Zerlegt man seine ursprüngliche Geschwindigkeit b e (Fig. 24) in eine Geschwindigkeit b g nach der Richtung b c fortgehend und eine solche b f senkrecht zur erstern, so drückt die Linie

$$b g = b e \cos x$$

die Geschwindigkeit aus, mit welcher der Wasserstrahl auf der Ebene b c fortgeht, während die Componente b f der ursprünglichen Geschwindigkeit durch diese Ablenkung aufgehoben wird.

Trifft dagegen ein Wasserstrahl auf eine gebogene Fläche a b c (Fig. 25), welche tangirend an seine frühere Richtung bei a verläuft, so ist der Winkel x Null Grad und der Strahl geht daher mit seiner ursprünglichen Geschwindigkeit auf b c fort, ohne einen Verlust erlitten zu haben. Dieses wird auch noch dann der Fall sein, wenn die Fläche (Fig. 26), auf welcher der Wasserstrahl sich bewegt, in einer nicht zu plötzlichen Krümmung in die entgegengesetzte Richtung übergeht.

Der Strahl wird also auch in diesem Falle bei c mit derselben Geschwindigkeit die Curve verlassen, mit welcher er dieselbe bei a betreten hat.

§ 14.

Schiefer Fall und Wurf der Wasserstrahlen.

Wenn eine Wassermasse gleichzeitig durch mehrere nach verschiedenen Richtungen wirkende Kräfte beeinflußt wird, so entstehen in der Regel eigenthümliche Curven, wenn das Wasser ungehindert den auf dasselbe einwirkenden Pressungen nachgeben kann.

Fließt aus einem horizontalen Gerinne A (Fig. 27) ein Wasserstrahl mit einer bestimmten Geschwindigkeit ins Freie, so beschreibt derselbe eine gebogene Linie b, welche um so weniger weit in horizontaler Richtung hinausträgt, also an ihrem obern Theile um so stärker gekrümmt ist (Curven c und d), je kleiner die Geschwindigkeit ist, mit welcher das Wasser das Ende e des Gerinnes verläßt. Um die Entstehungsweise dieser Curve zu verfolgen, kann man sich vorstellen, daß die Wirkung der auf den Wasserstrahl einwirkenden Kräfte in kurzen abgebrochenen, aber regelmäßig auf einander folgenden Zeitaugenblicken stattfinde. Bewegt sich nun ein Wasserstrahl (Fig. 28) mit einer gewissen Geschwindigkeit in der Richtung von A nach B, so empfängt er in B den ersten Anstoß durch die Schwere, welche ihn in derselben Zeit von B nach B_I herunterzieht, als er in horizontaler Richtung nach B_{II} gelangt. Der Strahl bewegt sich also nach der Resultante B B_{III} der beiden auf ihn einwirkenden Kräfte, welche die Diagonale des Parallelogrammes B B_I B_{II} B_{III} ist. Nachdem der Strahl auf diesem Wege die kurze Strecke BC durchlaufen hat, empfängt er einen neuen Anstoß durch die Schwere, die ihn nun vermöge der beschleunigten Bewegung in derselben Zeit von C nach C_I herunterzieht, als er in horizontaler Richtung nach C_{II} gelangen würde. Er bewegt sich daher wieder nach der Richtung der Resultante C C_{III}. In D angelangt erhält er einen neuen Impuls durch die Schwere nach der Richtung D D_I u. s. f., so daß als Bahn des Strahles eine Curve ABCDE entsteht, welche nicht gebrochen ist, sondern eine vollständige Parabel bildet, weil sich die Abscissen derselben wie 1:4:9 und die Ordinaten wie 1:2:3 verhalten; denn die Abscissen der Parabel verhalten sich, wie die Quadrate der zugehörigen Ordinaten.

Ein nach der Richtung AB (Fig. 29) schief in die Höhe geschleuderter Wasserstrahl beschreibt nach der nämlichen Weise eine Paraboliſche Bahn ACF und zwar wird der Scheitel der entstehenden Parabel um so stärker gekrümmt, je mehr sich die Richtung des Wurfes AE, AD, AC (Fig. 30) der verticalen nähert. Die horizontale Weite AF

(Fig. 29) oder AK (Fig. 30) heißt die Wurfweite und die Distanz des Parabelscheitels C von der Horizontalen AK die Wurfhöhe oder Culminationshöhe des in die Höhe geschleuderten Strahles.

Macht die Richtung des Wurfes mit dem Horizont den Winkel a und bezeichnet V die anfängliche Geschwindigkeit des schief in die Höhe geworfenen Körpers, so ist die Wurfweite W der parabolischen Bahn

$$W = \frac{V^2 \sin 2a}{g} \quad . \quad . \quad . \quad 1)$$

ferner die Wurfzeit bis zur Culminationshöhe

$$t_2 = \frac{V \sin a}{g} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 2)$$

Die Wurfhöhe des Strahles h ist ferner

$$h = \frac{V^2 \sin^2 a}{2g} \quad . \quad . \quad 3)$$

und ist ganze Dauer t des Wurfes ist

$$t = \frac{2 V \sin a}{g} \quad . \quad . \quad 4)$$

Mittelst dieser 4 Formeln lassen sich sämmtliche auf den Wurf der Wasserstrahlen bezügliche Fragen beantworten.

§ 15.

Arbeitsgröße und Wirkungsfähigkeit einer Wassermasse.

1) Die Wirkung einer Kraft beim gleichmäßigen Ueberwinden eines Widerstandes ist um so größer, je länger der Weg ist, durch welchen dieses geschieht. Als Einheit für das Maß der Kraftäußerung gilt dabei 1 Kilogrammmeter, d. h. die Wirkung einer Kraft, welche erfordert wird, um einen constanten Widerstand von 1 Kilogramm auf die Länge eines Meters zu überwinden. Dieses Product der Kraft oder des Widerstandes in den Weg wird Arbeitsgröße genannt.

Bei einer Wassermasse Q in Cubikmetern (1 Cubikm. Wasser wiegt 1000 Kilogr.), die durch eine Höhe von 8 Metern herunterfällt, wird also ein Widerstand oder eine Kraft von 1000 Q Kilogrammen auf einen Weg von 8 Meter überwunden und es ist somit die theoretische Arbeitsgröße dieser Wassermasse bei diesem Gefälle

$$Q \times 1000 \times 8 \text{ Kilogrammmeter}$$

und wenn man als Maß statt des Kilogrammmeters eine Pferdekraft (à 75 Kilogrammmeter) gebraucht und das vorhandene Gefälle mit h bezeichnet, so ist die theoretische Arbeitsgröße oder der sogenannte theoretische Effect in Pferdekräften

$$N = \frac{1000\,Q\,.\,h}{75}.$$

Folgendes sind die Werthe der Pferdekraft à 75 Kilogrammmeter in verschiedenen Landesmaßen:

1	Pferdekraft	=	75 Kilogr.-M.	per	Sec.	=	4500 Kilogr.-M.	per	Min.	in Metermaß.
1	„	=	500 Fußpfund	„	„	=	30000 Fußpfund	„	„	„ Schweizermaß.
1	„	=	542	„	„	=	32550	„	„	„ engl. Maß.
1	„	=	472	„	„	=	28300	„	„	„ franz. „
1	„	=	424	„	„	=	25420	„	„	„ wiener „
1	„	=	510	„	„	=	30600	„	„	„ rheinl. „
1	„	=	560	„	„	=	33600	„	„	„ würtemb. „

Zur Umwandlung der Arbeitsgröße oder des Effectes einer Wasserkraft in verschiedene Landesmaße ist am Schlusse des Werkes die Tabelle zur Umwandlung der verschiedenen Landes-Hohlmaße und des Cubikfußes in Metermaß beigefügt.

2) Läßt man eine Wassermasse unter der Einwirkung einer Kraft sich fortbewegen, ohne daß sie einen Widerstand überwindet, so nimmt sie eine gewisse Geschwindigkeit an und wird dadurch zu einem Magazin von Kraft, das ebenfalls im Stande ist, einen Widerstand zu überwinden.

Dasselbe ist mit den aus Gefäßen oder Rohrleitungen mit einer bestimmten Geschwindigkeit ausfließenden Wassermassen der Fall.

Hat z. B. auf eine Wassermasse eine Kraft g_2 während eines Weges h eingewirkt, ohne daß dieselbe einen Widerstand überwinden mußte, so muß die Bewegung der Wassermasse eine gleichförmig beschleunigte gewesen sein, wie beim freien Fall durch die Höhe h bei einer beschleunigenden Kraft g_2. Es besitzt daher eine Wassermasse, welche die Geschwindigkeit c erlangt hat, das Vermögen, einen Widerstand, der ihre Geschwindigkeit in jeder Secunde um g vermindert, durch einen Weg

$$h = \frac{c^2}{2\,g}$$

zu überwinden, ehe sie zur Ruhe kommt. Nun vermindert die Schwere die Geschwindigkeit eines senkrecht aufsteigenden Kilogramms in einer

Secunde um 9,8088 Meter. Bei einer Verminderung der Geschwindigkeit um 9,8088 Meter beträgt daher der Widerstand 1 Kilogramm, bei einer Verminderung um 1 Meter beträgt er somit $^1/_{9,8088}$ Kilogramm und bei einer Verminderung von 8 Meter beträgt der Widerstand $^8/_{9,8088}$ Kilogramm.

Das Vermögen, einen gewissen Widerstand zu überwinden in Folge der vorhandenen Geschwindigkeit, heißt die Wirkungsfähigkeit oder lebendige Kraft einer Masse und beträgt nach dem obigen für 1 Kilogr., welches die Geschwindigkeit c erreicht hat

$$\frac{c^2}{2g}\frac{g}{9,8088} = \frac{c^2}{2.9,8088} \text{ Kilogrammmeter.}$$

Eine Wassermasse von Q Cubikmetern, welche mit einer Geschwindigkeit c aus einem Gefäße oder einer Rohrleitung ausfließt, besitzt also eine lebendige Kraft von

$$N = \frac{1000\,Q.c^2}{2g} \text{ Kilogrammmeter.}$$

Da das Gewicht einer Masse und die Acceleration keine allgemein bestimmte Größe ist, sondern von der Entfernung dieser Masse vom Erdmittelpuncte abhängt, so kann man die in dem Gewichte 1000 Q enthaltene Masse ausdrücken durch $\frac{1000\,Q}{2g}$ und wenn man diese Masse mit M bezeichnet, so wird der obige Ausdruck

$$N = Mc^2,$$

d. h. die lebendige Kraft einer Wassermasse ist dem Quadrate der Geschwindigkeit proportional.

§ 16.

Reaction ausfließender Wasserstrahlen.

Da sich der auf eine eingeschlossene Wassermasse ausgeübte Druck nach § 3 gleichförmig nach allen Richtungen in derselben fortpflanzt, so folgt daraus, daß, wenn das Wasser aus einer Seitenwand eines Gefäßes ausfließt, das Letztere einen Druck nach der der Ausflußseite entgegengesetzten Richtung erleidet. Ein mit Wasser gefülltes Gefäß a b (Fig. 31), das an einer Schnur aufgehängt wird, muß eine solche Lage einnehmen, daß der Schwerpunct der ganzen Masse vertical unter dem Aufhängepunct steht. Sobald aber auf einer Seite bei p eine Oeffnung

gemacht wird, so ist an dieser offenen Stelle kein Druck mehr auf die Gefäßwand ausgeübt, während dieser Druck auf die dieser Oeffnung gegenüberliegende Wand natürlich fortbesteht. Dieser einseitige Druck auf das Gefäß oder die sogenannte Reaction des ausfließenden Wasserstrahles bewirkt daher eine Bewegung des Gefäßes in der Richtung des Pfeiles bei p. Auf diesem Drucke beruht das Segner'sche Wasserrad und die Reactionsturbinen. Bei dem Segner'schen Wasserrade (Fig. 32) fließt das Wasser aus mehreren horizontalen und tangential an den Umfang eines rotirenden Gefäßes verlaufenden Röhren aus und bewirkt in Folge der Reaction der Wasserstrahlen eine Umdrehung des Rades in einer der Austrittrichtung entgegengesetzten Richtung. Bei der Reactionsturbine von Fourneyron (Fig. 33 und 34) tritt das Wasser aus einem Behälter oder Wasserkasten A (Fig. 33) in einen ringförmigen Raum B und wird durch die im untern Theile desselben angebrachten Leitcanäle B (Fig. 34) von der radialen Richtung abgelenkt und in günstiger Weise ohne Stoß in die Canäle D (Fig. 34) des Turbinenrades E geleitet, welches sich concentrisch um den mit den Schaufeln B versehenen untern Theil e des Raumes B dreht.

Das Turbinenrad ist auf einer drehbaren Welle E befestigt, wird durch die Reaction der ausruhenden Wasserstrahlen in der Richtung des Pfeiles (Fig. 34) umgedreht und die so entwickelte Arbeit wird durch die Welle E weiter geleitet, um auf beliebige Weise nutzbar gemacht zu werden.

Bei der Turbine von Jonval-Hentschel-Fontaine (Fig. 35) sind die gebogenen Canäle nicht in concentrisch ineinanderliegenden, sondern vertical übereinander angebrachten Rädern B und C angebracht, von welchen das obere B feststeht und nur dazu dient, das Wasser aus dem Wasserkasten A ohne Stoß in die Canäle des Rades C einzuführen, daher es auch mit dem Namen „Leitrad" bezeichnet wird.

§ 17.

Die genaue Bestimmung der Wirkungsweise des Wassers und der vom letztern bei gegebenen Verhältnissen entwickelten Arbeitsgröße, ferner die Festsetzung der vortheilhaftesten Dimensionen sämmtlicher Bestandtheile der Turbinen ist eine sehr complicirte weitläufige Sache und wird der Gegenstand des zweiten Theiles dieses Werkes sein, daher an dieser Stelle nicht näher darauf eingegangen wird. Bemerkt kann Folgendes werden:

Wenn die Canäle des Rades (Fig. 32) tangential an dem Umfang in horizontaler Richtung verlaufen und sich rückwärts mit derselben Geschwindigkeit bewegen, als das ausfließende Wasser sich vorwärts bewegt, so hat das aus den Canälen austretende Wasser keine absolute Bewegung mehr im Raume, obwohl es relativ gegen die Radcanäle seine volle ursprüngliche Geschwindigkeit besitzt. Es ist daher leicht einzusehn, daß das Wasser in diesem Falle vermöge der Reaction seine ganze lebendige Kraft

$$\frac{1000\,Q\,c^2}{g}$$

an das sich drehende Rad abgibt. In einer so vortheilhaften Weise kann nun freilich die lebendige Kraft des Wassers durch eine Turbine niemals ausgenutzt werden, weil, abgesehen von den mannigfaltigen Reibungswiderständen des Wassers, sowohl in der Zuleitung bis zu den Canälen, als auch in den Canälen selbst, ein tangentialer Ausfluß des Wassers für größere Wassermengen niemals realisirt werden kann, so daß das Wasser immer noch einen Theil seiner absoluten Geschwindigkeit beibehält, welcher für die auf das Rad übertragene Kraft verloren geht.

§ 18.

Der hydraulische Widder.

Die lebendige Kraft einer Wassermasse kann mit Hülfe einer sehr einfachen, aber sinnreichen Vorrichtung dazu benützt werden, einen Theil dieser Wassermasse auf eine sehr bedeutende Höhe zu heben, auch wenn das vorhandene Gefälle, welches zur Erzeugung dieser lebendigen Kraft zur Verfügung steht, ein ganz unbedeutendes ist. Denn da in einer Masse von P Kilogrammen, welche die Geschwindigkeit c haben, jedes einzelne die Wirkungsfähigkeit $\frac{c^2}{2g}$ Kilometer besitzt, so ist die ganze lebendige Kraft der Masse P

$$W = \frac{c^2 P}{2 \cdot 9{,}8088} \text{ Kilogrammmeter.}$$

Vermöge dieser Wirkungsfähigkeit ist sie im Stande, einen gewissen Widerstand zu überwinden, daher durch den Raum von H Meter eine Kraft von Q Kilogrammen zu bewältigen, wenn

$$\frac{c^2 P}{2 \cdot 9{,}8088} = H \times Q.$$

Dieser letztere Widerstand HQ oder diese mechanische Arbeit kann nun durch beliebige Wahl der numerischen Werthe H und Q hervorgebracht, oder das Product HQ kann aus beliebigen Factoren gebildet werden, wenn nur die Größe dieses Productes gleich bleibt. Es kann z. B. vermöge der lebendigen Kraft $\frac{c^2 P}{2.g}$ eine Wassermenge von 10 Cubikfuß auf 1 Meter Höhe gehoben, oder ein Wasserquantum von 1 Cubikfuß auf 10 Meter gehoben werden. Auf diesem Principe beruht der hydraulische Widder. Derselbe besteht in einem Behälter HA (Fig. 37), in welchem das Wasser angesammelt wird und welcher durch eine Leitungsröhre ABC mit einem Windkessel R in Verbindung steht. In diesen mündet ein Steigrohr DE, dessen oberes Ende E über dem Behälter LM steht, in welchen das Wasser aus dem Reservoir H gehoben werden soll. Die Einmündung C der Leitungsröhre in den Windkessel ist mit einem sich nach innen öffnenden Ventil W, dem sogenannten Steigventil, versehn. In einem kurzen Seitenstutzen BK des Leitrohres ABC ist das sich nach unten öffnende Sperrventil V angebracht. Ist nun das Ventil W geschlossen und dasjenige V in Folge seines eigenen Gewichtes offen, so fließt das Wasser aus dem Gefäße H mit beschleunigter Bewegung aus der Oeffnung des Ventils V aus, und nachdem es seine größte Geschwindigkeit erlangt hat, also die ganze in der Rohrleitung AB in Bewegung befindliche Wassermasse eine gewisse lebendige Kraft besitzt, schließt sich das Ventil V in Folge des zu stark nachdrängenden Wassers. Die in Bewegung befindliche Wassermasse stößt nun das Ventil W auf und treibt einen Theil derselben in den Windkessel R und zwar so lange, bis die lebendige Kraft der nachdrängenden Wassersäule soweit vermindert worden ist, daß der im Windkessel herrschende Druck derselben das Gleichgewicht hält. Aus dem Windkessel R wird das eingedrungene Wasser vermöge der vermehrten Spannung durch das Druckrohr in das Gefäß L getrieben. Wenn die Wassermasse im Leitrohre AB zur Ruhe gekommen ist, ziehn sich die durch den Stoß erweiterten Rohrwandungen wieder zusammen und das Wasser wird etwas von B nach A zurückgedrängt. Dadurch öffnet sich das Ventil V, es fließt das Wasser aus H durch AB aus dieser Oeffnung anfangs langsam, nach und nach aber schneller ab, bis ein neues Schließen des Ventils V und ein erneuter Stoß der Wassersäule AB auf das Ventil W eintritt u. s. w. Dabei entstehen Oscillationen, welche die Wirkung auf die Ventile begünstigen.

Fig. 36 zeigt den von Montgolfier in St. Cloud bei Paris zuerst hergestellten Stoßheber oder hydraulischen Widder, welcher sich von

dem in Fig. 37 dadurch unterscheidet, daß zwei ineinander liegende Windkessel angebracht sind. Es ist hier AB das Ende des Leitungsrohres, V das Sperrventil, R der Windkessel mit dem Steigrohre G. Außerdem ist aber noch ein zweiter Windkessel C1 angebracht, welcher einerseits durch das Rohr C mit der Ventilkammer B, andererseits durch die beiden Steigventile EE mit dem äußern Windkessel R communicirt. Die Wirkung des innern Windkessels besteht darin, daß er die nachtheiligen Wirkungen des Stoßes aufhebt, welcher durch das plötzliche Auf- und Zusperren des Sperrventiles V entsteht; wodurch einerseits der Apparat mehr geschont wird, während andererseits die Wirksamkeit desselben größer ist.

Um die Luft wieder zu ersetzen, welche mechanisch mit dem Wasser verbunden nach und nach aus dem Windkessel durch das Steigrohr entweicht, ist an der tiefsten Stelle des Windkessels R noch ein Mundstück H angebracht, welches mit einem kleinen sich nach innen öffnenden Ventile versehn ist. Dieses Ventil öffnet sich bei der rückgängigen Bewegung des Wassers im Rohre AB, sowie der Druck in demselben unter den Druck der äußern Atmosphäre sinkt und es dringt daher bei jedem Spiele eine kleine Luftmenge in den Windkessel S ein, so daß beide Windkessel immer die erforderliche Luftmenge beibehalten.

§ 19.

Theorie des Stoßhebers.

Die durch den Stoßheber oder hydraulischen Widder unter gegebenen Verhältnissen geförderte Wassermenge läßt sich (nach Weißbach, Ingenieur-Mechanik) annähernd auf folgende Weise bestimmen. Bezeichnet man mit F den Querschnitt der Leitungsröhre AB; mit l die Länge desselben, mit h das zu benützende Gefälle OK (Fig. 37); ferner mit y den Wirkungsgrad oder das Güteverhältniß des Apparates, so ist die bei der Oeffnung des Sperrventils durch die Kraft Fhy zu bewegende träge Wassermasse $= \frac{Fly}{g}$ und die Acceleration dieser Masse:

$$p = \frac{Fhy}{Fly} g = \frac{h}{l} g,$$

also die nach t Secunden erlangte Geschwindigkeit durch diese Beschleunigung gleich

$$v = pt = \frac{h}{l} gt$$

und wenn die Sperrmündung denselben Querschnitt F hat, wie das Leitrohr AB, so ist die in der Zeit t aus V ausgeflossene Wassermenge V

$$V = F\frac{v}{2}t = \frac{F\,h\,g\,t^2}{l\,2} = \frac{F\,l\,v^2}{h\,2g}.$$

Ist die Wassermenge in der Steigröhre klein im Verhältniß zu derjenigen im Leitrohre (was annähernd meistentheils der Fall ist) so läßt sich die Verzögerung der Wassermasse im Leitrohr durch den Gegendruck im Steigrohr setzen:

$$p_1 = \frac{F\,h_1\,y}{F\,l\,y}g = \frac{h_1}{l}g$$

wenn h_1 die Förderhöhe des Wassers ist.

Es ist demnach für die Zeit t_1 nach der Eröffnung des Steigventiles die Geschwindigkeit der Wassermasse in der Leitungsröhre AB

$$v_1 = v - p_1 t_1 = v - \frac{h_1}{l}g\,t_1;$$

und daher die Zeit t_1, in welcher die ganze Wassermasse zur Ruhe gelangt, wobei also v_1 gleich Null wird

$$t_1 = \frac{l}{h_1}\cdot\frac{v}{g} = \frac{h}{h_1}t.$$

Die dabei in den Windkessel eingeflossene Wassermenge ist:

$$V_1 = \frac{F\,l}{h_1}\cdot\frac{v^2}{2g} = \frac{F\,h^2}{h_1\,l}\cdot\frac{g\,t^2}{2}.$$

Bei dem nachher erfolgenden Zurückströmen des Wassers in dem Leitrohr bleibt das Steigventil noch eine kurze Zeit t_2 offen, so erlangt die Wassermasse in demselben durch die beschleunigende Kraft $F\,h_1\,y$ die Geschwindigkeit:

$$v^2 = \frac{h^1}{l}g\,t_2$$

und es fließt dabei das Wasserquantum V_2 wieder aus dem Windkessel ab:

$$V_2 = \frac{F\,h_1}{l}\cdot\frac{g\,t_2^{\,2}}{2}.$$

Wenn nun nachher das Steigventil geschlossen und das Sperrventil offen ist, so beträgt die Verzögerung der Wassermasse $F\,l\,y$:

$$p_3 = \frac{h}{l}g$$

und dieselbe nimmt daher nach der Zeit t_3 die Geschwindigkeit an:

$$v_3 = v_2 - p_3 t_3 = v_2 - \frac{h}{l} g t_3.$$

Ist schließlich die Wassermasse im Leitrohr wieder in Ruhe, also v_3 = Null, und es beginnt ein neues Spiel nach der Zeit:

$$t_3 = \frac{l}{h} \cdot \frac{v^2}{g} = \frac{h_1}{h} t_2.$$

Das dabei zurückfließende Wasserquantum ist:

$$V_3 = \frac{F v_2 t_3}{2} = \frac{F v_2}{2} \cdot \frac{h_1}{h} l_2 = \frac{F h_1^2}{h l} \cdot \frac{g t_2^2}{2};$$

wobei das gleiche Wasser- oder Luftvolumen durch das Sperrventil von Außen in die Leitung A B eintritt.

Die Wassermenge, welche der Stoßheber per Secunde erfordert, und die zum Sperrventil ausfließt, ist:

$$Q = \frac{V - V_3}{t + t_1 + t_2 + t_3}$$

oder annähernd, wenn man V_3, t_2 und t_3 wegen ihrer Kleinheit außer Acht läßt:

$$Q = \frac{V}{t + t_1} = \frac{V}{t\left(1 + \frac{h}{h_1}\right)} = \frac{h_1}{h + h_1} \cdot \frac{F v}{2} = \frac{h_1}{h + h_1} \cdot \frac{h}{l} F \frac{g t}{2}.$$

Die in einer Secunde durch den Stoßheber auf die Höhe h_1 geförderte Wassermenge ist:

$$Q_1 = \frac{V_1 - V_2}{t + t_1 + t_2 + t_3}$$

oder annähernd bei Vernachlässigung von V_3, t_2 und t_3 wegen deren Kleinheit:

$$Q_1 = \frac{V_1}{t + t_1} = \frac{h_1}{h + h_1} \cdot \frac{V_1}{t} = \frac{h}{h + h_1} \cdot \frac{F v}{2} = \frac{h}{h + h_1} \cdot \frac{h}{l} F \frac{g t}{2}.$$

Das Verhältniß der geförderten Wassermenge zum Aufschlagquantum oder derjenigen verbrauchten Wassermenge, welche durch das Sperrventil ausfließt, ist daher:

$$\frac{Q_1}{Q} = \frac{h}{h_1}.$$

Das ganze vom Stoßheber verbrauchte, durch das Leitrohr A B zufließende Wasserquantum ist:

$$Q + Q_1 = \left(\frac{h_1}{h+h_1} + \frac{h}{h+h_1}\right)\frac{F v}{2} = \frac{F v}{2}.$$

Der Querschnitt des Leitrohres A B ist daher der verbrauchten Wassermenge $Q + Q_1$ proportional.

Wenn beim Zurückfließen des Wassers die Wassermenge

$$V_3 = \frac{F v_2 t_2}{2}$$

durch das Sperrventil eingesaugt wird, d. h. wenn dieses unter Wasser steht, so ist der Wirkungsgrad des Stoßhebers:

$$y = \frac{(V_1 - V_2) h_1}{(V - V_3) h} = \frac{\left(\frac{h^2}{h^1} t^2 - h_1 t_2^2\right) h_1}{\left(h t^2 - \frac{h_1^2 t_2^2}{h}\right) h} = \frac{h^2 t^2 - h_1^2 t_2^2}{h^2 t^2 - h_1^2 t_2^2} = 1.$$

Findet ein solches Einsaugen durch das Sperrventil nicht statt, so wird der Wirkungsgrad:

$$y = \frac{(V_1 - V_2) h_1}{V h} = \frac{h^2 t^2 - h_1^2 t_2^2}{h^2 t^2} = 1 - \left(\frac{h_1}{h}\right)^2 \left(\frac{t_2}{t}\right)^2.$$

Der Wirkungsgrad ist daher um so größer, je kleiner das Verhältniß $\frac{h_1}{h}$ der Förderhöhe h_1 zum Gefälle h und je kürzer die Zeit t_2, während welcher das Steigventil W beim Zurückfließen des Wassers aus dem Windkessel offen steht.

Es ist nicht außer Acht zu lassen, daß die obige Theorie von allen Reibungswiderständen und Stoßverlusten absieht, daß also der wirkliche Nutzeffect des hydraulischen Widders kleiner ausfallen muß.

§ 20.

Eytelwein hat über diese Nutzleistung ausführliche Versuche angestellt, wobei die Röhrenlängen, Förder- und Gefällhöhen innerhalb weiter Grenzen geändert worden sind.

Das größere der Versuchsmodelle hatte eine horizontale Leitungsröhre von $2^1/_6$″ Rheinl. und eine Steigröhre von 1″ Weite, nebst einem aus Kupfer getriebenen Windkessel von 9″ Durchmesser und 12″ Höhe. Die kleinste Länge der Leitungsröhre war $11^1/_2$′, die größte $42^1/_2$′. Die Länge der Steigröhre betrug 31,6 bis 49,4′, das Gefälle 1 bis 10′ und die Förderhöhe 15 bis 47′. Bei den Versuchen an dem größern Stoßheber kamen fünf verschiedene tellerförmige Sperrventile zur An-

wendung, von denen der Querschnitt des größten gleich demjenigen des Leitrohres war.

Das Steigventil war aus Messing und bestand entweder in einer hängenden Klappe oder in einem horizontal ausschiebenden Tellerventil. Die Anzahl der Spiele oder Schläge in einer Minute betrug 10 bis 180 und die geförderte Wassermenge $^1/_{42}$ bis 1 Cubikfuß. Aus seinen zahlreichen Versuchen leitet Eytelwein folgende Regel zur Bestimmung des Wirkungsgrades oder Güteverhältnisses y ab:

$$y = 1{,}12 - 0{,}2\sqrt{\frac{h_1}{h}}$$

wonach für

$\frac{h_1}{h}$ =	1	2	3	4	5	6	8	10	12	15	20
y =	0,92	0,83	0,77	0,72	0,67	0,63	0,55	0,48	0,42	0,34	0,22

Aus seinen Versuchen leitet Eytelwein ferner folgende wichtige Constructionsregeln für den Stoßheber ab:

1) Die verbrauchten Wassermengen Q und Q_1 verhalten sich ungefähr wie die Quadrate der Durchmesser d der Leitungsröhren und es ist, wenn $60(Q+Q_1)$ die Wassermenge per Minute in Cubikzollen bedeutet, die erforderliche Weite der Leitungsröhre AB

$$d = \sqrt{\frac{60(Q+Q_1)}{21}} \text{ in Rheinl. Zollen,}$$

oder wenn man $Q+Q_1$ in Cubikfußen ausdrückt

$$d = 2\sqrt{60(Q+{}_1Q)} \text{ in Zollen.}$$

2) Die Länge l der Leitröhre muß (wenn dieses auch die Localverhältnisse nicht erfordern würden) der Steighöhe h_1 angemessen sein und zwar annähernd:

$$l = h_1 + \frac{h_1}{h} \text{ in Rheinl. Fußen.}$$

3) Die Weite d_1 der Steigröhre ist von untergeordnetem Einfluß auf den Wirkungsgrad und darf sein:

$$d_1 = \tfrac{1}{2}\, d.$$

4) Die Oeffnung des Sperrventils soll so groß sein als der Querschnitt des Leitrohres.

5) Das Gewicht des Sperrventils soll möglichst klein sein.

6) Das Sperrventil soll unter Wasser stehn, weil beim Zurückgehn

des Wassers im Leitrohre ein Theil des sonst verloren gehenden Wassers wieder eingesogen wird.

7) Beide Ventile sollen möglichst nahe an einander stehn.*)

§ 21.

Der Saugheber

besteht in einem gebogenen Rohre A B C D (Fig. 38), welcher die beiden Gefäße M und N mit einander verbindet. Die Wasserhöhe in denselben steht ungleich hoch und es ist h die Höhendifferenz beider Wasserspiegel. Füllt man das Rohr mit Wasser an, so fließt das Wasser aus dem Gefäße M in dasjenige N über, so lange der Wasserspiegel in M höher steht als in N.

Das Wasser sucht nämlich in den beiden Schenkeln des Rohres nach den beiden entgegengesetzten Richtungen zu fallen, wobei aber ein luftleerer Raum im obern Theil B der Röhre entstehn müßte, was durch den äußern Luftdruck verhindert wird.

Das Wasser sinkt daher in dem einen Schenkel des Rohres mit einem Drucke, welcher durch den Unterschied h der beiden Wasserhöhen in M und N bestimmt wird. Dies geschieht indessen nur so lange, als die Höhe $h + h_1$ des kürzern, d. h. die Höhe des obersten Röhrenpunctes B über dem tiefer liegenden Wasserspiegel in N nicht mehr als die Wassersäulenhöhe beim Druck der Atmosphäre, d. h. nicht mehr als 32 beträgt. In Wirklichkeit muß diese Höhe immer etwas geringer sein wegen der Reibungswiderstände des Wassers an den Röhrenwänden. Dasjenige Ende des Hebers, durch welches das Wasser abfließt, braucht nicht in den Unterwasserspiegel einzutauchen, sondern darf ebensogut frei sein. Die Druckhöhe h ist dann die verticale Distanz des Oberwasserspiegels vom untern Ende des Rohres, durch welchen der Abfluß stattfindet.

Mit Hülfe des Hebers kann auf einfache Weise ein regelmäßig unterbrochener und von selbst wieder eintretender Ablauf des Wassers aus Gefäßen erzielt werden, wie Fig. 40 zeigt. Durch ein gebogenes Rohr C, das einen Heber bildet, fließt das Wasser sogleich aus dem Gefäße A B ab, sobald der Wasserstand in demselben bis an den obersten Punct C des Rohres reicht, und zwar so lange, bis der Wasserspiegel im Gefäße noch bis an die Mündung a des kürzern Rohrschenkels reicht. Durch derartige Einrichtungen kann der Wasserstand in Be-

*) Specielle Beispiele ausgeführter Stoßheber verschiedener Dimensionen folgen im zweiten Bande des Werkes.

wässerungscanälen auf sehr einfache Weise innerhalb beliebiger Grenzen regulirt werden. Zufällige einen Heber bildende Felsspalten sind auch die Ursache der intermittirenden Quellen, was Fig. 39 veranschaulicht. Steht eine solche Spalte c b mit einer Höhlung im Innern des Bodens in Verbindung, in welcher sich Wasser ansammelt, so wird ein Ablauf des Wassers erfolgen, sobald der Wasserstand in der Höhlung die höchste Lage b der Felsspalte erreicht hat und es wird der Ablauf so lange andauern, als der Wasserspiegel in A noch höher liegt als die Mündung c der Spalte c b.

Der Ausfluß bleibt dann so lange unterbrochen, bis das Wasser in der Höhlung wieder höher steht als der Punct b.

§ 22.

Eine interessante und wichtige Anwendung hat das Princip des Hebers in neuerer Zeit bei der Zuleitung des Wassers zu den Turbinen bei gewissen Localverhältnissen gefunden und zwar zuerst von dem bekannten Ingenieur Girard.

Hat nämlich bei einer Wasserkraft mit großer Wassermenge und geringem Gefälle der Wasserstand im Zuflußcanale A eine solche Lage gegen denjenigen im Ablaufcanale D, daß man in der Höhenlage h nicht genügenden Raum zur Anlage der Turbine sammt Zulauf mit gehörigem Querschnitte erhält, und gestatten die Localverhältnisse keine Tieferlegung der Turbine, sei es wegen Verminderung ihrer Nutzleistung oder wegen der Unmöglichkeit vorzunehmender Grundbauten, Sprengungen u. dergl., so wird das Wasser der Turbine durch einen Heber B aus dem Wasserkasten A (Fig. 41) zugeführt, wodurch die sämmtlichen Schwierigkeiten der Anlage auf eine einfache Weise umgangen werden. So hat die Betriebsturbine des Wasserwerkes der Stadt Genf eine solche Heberzuführung und viele andere Motoren mehr, die sich alle ganz vorzüglich bewährt haben. Die Canäle des Leitrades der Turbine sind, wie wir im zweiten Abschnitte des Werkes finden werden, mit schließbaren Klappen versehn.

Im obern Theile des Hebers B wird sodann mit Hülfe einer kleinen Luftpumpe ein luftverdünnter Raum erzeugt, wonach derselbe sich mit Wasser aus dem Kasten A anfüllt.

Einmal mit Wasser angefüllt, fließt dasselbe durch den Heber der Turbine von selbst aus dem Wasserkasten zu, ohne dadurch mehr an Kraft zu verlieren, als den Reibungswiderständen des Wassers im Heberrohre entspricht und als den Verlust an lebendiger Kraft beim

Durchfluß durch das doppelt gekrümmte Rohr, welche Verluste bei genügender Weite des Rohres und nicht zu plötzlichen Krümmungen desselben nicht über einige Procente betragen.

§ 23.

Theorie des Saughebers.

Bezeichnet h die Druckhöhe des Hebers oder den verticalen Abstand beider Wasserspiegel; l die ganze Axenlänge des Heberrohres; d die Weite des Rohres; H die Höhe des höchsten Rohrtheiles über dem Oberwasserspiegel; v die Ausflußgeschwindigkeit; h_1 diejenige Druckhöhe, welche zur Ueberwindung sämmtlicher Wiederstände des Wassers in der Heberleitung erforderlich ist; v_1 die dieser Druckhöhe h_1 entsprechende Ausflußgeschwindigkeit; ferner h_3 und v_3 die Druckhöhe und Geschwindigkeit, welche zur Bewältigung der Widerstände von der Einmündung bis zum höchsten Puncte des Hebers erforderlich ist, so wird:

$$h = \frac{v^2 + v_1^2}{2g},$$

daher die Geschwindigkeitshöhe, welche der Ausflußgeschwindigkeit entspricht:

$$\frac{v^2}{2g} = h - h_1$$

und die Geschwindigkeit v des ausfließenden Wassers:

$$v = \sqrt{2g(h - h_1)},$$

ferner die in einer Secunde ausfließende Wassermenge

$$\frac{d^2\pi}{4}\sqrt{2g(h-h_1)}.$$

Nennt man ferner z die Höhe der Wassersäule, welche dem Drucke entspricht, welcher im obersten Theil des Heberrohres herrscht; ferner k die Wasserbarometerhöhe, d. h. die Höhe der Wassersäule, welche dem Druck der Atmosphäre das Gleichgewicht hält (10,33 Meter):

$$h - H - z = \frac{v^2 + v_3^2}{2g},$$

daher die Druckhöhe, welche der Geschwindigkeit v entspricht:

$$\frac{v^2}{2g} = k - H - z - h_3$$

Setzt man diese Geschwindigkeitshöhe der oben erhaltenen gleich, so folgt:

$$k - H - z - h_3 = h - h_1,$$

woraus man für die Druckhöhe im obersten Theile des Hebers folgenden Ausdruck erhält:

$$z = k - H - h + h_1 - h_3.$$

Wenn der in der höchsten Lage befindliche Theil des Heberrohres sehr lang ist im Vergleich zu den vertical liegenden Rohrschenkeln, was öfter vorkommt, so ist

$$h_1 = h_3$$

und es wird daher in diesem Falle:

$$z = k - H - h = k - (H + h).$$

Der Druck im obern Theile des Heberrohres ist also immer kleiner als der Druck der äußern Atmosphäre, er ist also negativ und zwar ist die Differenz des innern und äußern Druckes oder das Saugen um so größer, je größer $(h + H)$ ist.

Wenn nun die Höhen $h + H$ zusammen nicht größer oder kleiner sind, als die Wasserbarometerhöhe k, so wird der Druck z nicht größer oder kleiner als Null, d. h. die obersten Hebertheile haben von Außen den vollen Atmosphärendruck auszuhalten und es wird der Heber stetig fließen.

Macht man nun die Steighöhe H kleiner als k, $h + H$ aber größer als k, so würde der Druck z im Heberscheitel kleiner werden als Null, was unmöglich ist. Das Wasser wird daher wohl bis zum Heberscheitel aufsteigen, aber nicht so schnell, als es im andern Schenkel auszufließen strebt und der Ausfluß geschieht daher nicht mehr stetig, sondern intermittirend.

Soll daher der Heber auch in diesem Falle stetig fließen, so muß die Oeffnung des Heberrohres auf der Ausflußseite kleiner sein und zwar in der Weise, daß eine Wassersäule vom Querschnitte dieser Oeffnung und von der Länge h gleiches Volumen hat, als die Wassersäule H vom vollen Querschnitt des Rohres.

Ist dieses der Fall, so wird der Heber so lange stetig fließen, als H kleiner ist als die Wasserbarometerhöhe (10,33 Meter), nachdem man von ihr die Widerstandshöhe h_1 abgezogen hat.

Braucht der Heber nicht stetig zu fließen, so genügt es, daß bei gleicher Größe der Rohröffnungen $h + H$ nicht größer wird als k weniger die Summe der Widerstandshöhe h_1.

Damit ein Saugheber stetig fließe, muß also auch z positiv sein, so daß

$$h + h_1 - h_3 + H < k$$

sein soll oder bei einem Heber mit sehr langer Mittelröhre

$$h + H < k.$$

Damit der Heber stetig fließe, ist, wenn die Mündung des Hebers beim Ausfluß wesentlich kleiner ist, als diejenige des aufsteigenden Heberschenkels und der Eintrittmündung, nur eine Bedingung zu erfüllen und zwar:

$$H < k.$$

§ 24.

Läßt man Wasser durch einen auf der Oberfläche des Wassers in einem beliebigen Gefäße schwimmenden Heber abfließen, so hat das abfließende Wasser mit mathematischer Genauigkeit dieselbe constante Ausflußgeschwindigkeit. Auf diese Eigenschaft des Hebers gründete Hero seine Wasseruhr.

Zum Uebertragen von Flüssigkeiten in andere Gefäße findet der Saugheber eine ausgedehnte Verwendung.

§ 25.

Verschiedene Eigenschaften der fallenden Wasserstrahlen.

Wenn aus dem Boden eines Gefäßes durch eine Oeffnung Wasser abfließt, so nehmen die Wasserfäden eine beschleunigte Geschwindigkeit an und wenn die Druckhöhe klein geworden ist, so bildet sich über der Oeffnung eine trichterförmige Vertiefung, so daß der ausfließende Wasserstrahl öfter hohl ist. Dabei nimmt das Wasser eine wirbelnde Bewegung an.

Unter solchen Umständen ist natürlich von einer auch nur annähernden Berechnung der abfließenden Wassermenge nicht die Rede. —

Die Form der aus Gefäßen ausfließenden Wasserstrahlen ist eine äußerst verschiedene. Da die Fallgeschwindigkeit zunimmt, so müßte, wenn die Wassertheilchen nicht aneinander adhäriren würden, der Wasserstrahl beim tiefen Fallen sich in horizontal abgegrenzte Schichten zertheilen. Statt dessen bildet der Wasserstrahl eine zusammenhängende Säule, deren Durchmesser immer kleiner wird und welche sich schließlich bei größerer Fallhöhe in Folge des Luftwiderstandes in Tropfen zertheilt.

Bei quadratischen Oeffnungen ändert der Ausfluß und die dabei stattfindende Contraction die Lage des Wasserstrahles derart, daß die Mitte von den Seiten der Oeffnung in der Richtung der Ecken vom Querschnitt des Strahles liegt, wobei die Winkelspitzen des Strahles schraubenförmig um die Axe desselben gewunden sind.

Bei dünnen und langen Flüssigkeitsstrahlen fließt der innerste Theil derselben als ruhiger durchsichtiger Faden gleichförmig herab, wie der mittlere Theil a (Fig. 42). Der äußere Theil ist unruhig und undurchsichtig und veranlaßt die Erscheinung von Ausschweifungen oder Verdichtungen und Verdünnungen des Strahles, wie bei b, c, d (Fig. 42), in regelmäßigen Abständen.

Diese Ausschweifungen bestehn aus einzelnen Wassertropfen a (Fig. 43), welche durch Schwingungen sich abwechselnd in die Länge und Breite ausdehnen, wobei der ganze Wasserstrahl das Aussehn von Fig. 44 zeigt.

Fällt ein Wasserstrahl in einem Rohre herab, indem er sich durch den Widerstand der Luft vertheilt, so reißt er bei gehöriger Fallhöhe einen Theil der Luft mit hinab. Darauf beruht das sogenannte Wassertrommelgebläse (Fig. 45).

Bei demselben fließt das Wasser aus einem Behälter O durch ein conisches Einlaufstück in ein Rohr A, an dessen unterm Ende es in einem Gefäße B auf eine feste Unterlage C aufprallt.

Bei A, b und c hat das verticale Rohr schiefgestellte Oeffnungen zum Eindringen der Luft, welche sich mit dem fallenden Wasserstrahle mengt und im Gefäße B wieder frei wird, während das Aufschlagwasser bei C abfließt. Die im Gefäße B freigewordene und zusammengepreßte Luft wird zu den Düse D geführt und als Gebläse verwendet.

§ 26.

Stoß des Wassers gegen ebene und gekrümmte Flächen.

a) Wenn ein Wasserstrahl a (Fig. 46) eine ebene Fläche A B trifft, welche sich seiner Bewegung entgegensetzt, so breitet sich der Wasserstrahl auf dieser Ebene aus und übt gleichzeitig einen bestimmten Druck auf sie aus, welcher nicht nur von der Masse des zum Stoße gelangenden Wassers und dessen Geschwindigkeit, sondern auch von der relativen Ausdehnung der Fläche und deren Lage gegen den zufließenden Wasserstrahl abhängt. Handelt es sich zunächst um eine vertical gegen den

Wasserstrahl liegende ebene Fläche, so ist leicht einzusehn, daß die Größe derselben einen Einfluß auf die Pressung, die sie erleidet, haben muß. Wenn in der That die hindernde Fläche nur den Querschnitt des Wasserstrahles hat, wie in Fig. 48, so werden die einzelnen Wasserfäden allerdings auch zur Seite gelenkt, allein sie biegen mehr oder weniger um die Fläche herum und setzen ihren Weg dennoch fort, allerdings mit geringerer Geschwindigkeit und von ihrer ursprünglichen geradlinigen Richtung abgelenkt.

Je größer die hindernde Fläche im Verhältniß zum Querschnitt des Wasserstrahles ist, um so geringer ist die Anzahl der Wasserfäden, welche um die Ränder der Fläche umbiegen, und desto größer ist der Druck, welchen die Fläche auszuhalten hat.

Ist der Inhalt der Fläche 6- bis 8mal größer als der Querschnitt des Wasserstrahles, so werden sämmtliche Wasserfäden des letztern nach Fig. 46 rechtwinklig zu ihrer ursprünglichen Richtung und parallel zur Widerstandsfläche abgelenkt und der Druck auf die letztere ist dabei ein Maximum geworden, welcher bei weiterer Vergrößerung der Fläche nicht mehr überschritten werden kann.

Ist v die Geschwindigkeit des Wasserstrahles, F der Querschnitt desselben, G das Gewicht der Cubikeinheit Wasser, so ist für die ruhende Fläche der Druck

$$1) \quad . \quad . \quad . \quad P = F\frac{2v^2}{2g}G,$$

das heißt: 1) Der Druck ist gleich dem Gewicht einer Wassersäule vom Querschnitt des Wasserstrahles, deren Höhe das Doppelte derjenigen beträgt, welche als Druckhöhe die Geschwindigkeit v erzeugt.

2) Dieser Druck ist proportional der zum Stoß gelangenden Wassermasse und dem Quadrat der Geschwindigkeit derselben.

Man kann sich dieses Resultat dadurch anschaulich machen, wenn man bedenkt, daß bei doppelter Geschwindigkeit 2mal so viele Wassertheilchen mit 2mal so großer Geschwindigkeit zum Stoß gelangen.

§ 27.

Wenn die ebene Fläche, auf welche ein Wasserstrahl vom Querschnitte F mit einer Geschwindigkeit v trifft, vor dem Wasserstrahl mit einer Geschwindigkeit c zurückweicht, so wird der Druck P auf dieselbe kleiner und es verhält sich die Sache gerade so, als ob die Fläche ohne

Bewegung und die Geschwindigkeit des Wasserstrahles gegen dieselbe um so viel geringer wäre, als die Geschwindigkeit der zurückweichenden Ebene beträgt.

Dieser Druck P beträgt somit für diesen Fall:

$$P = \frac{2(v-c)^2}{2g} FG \quad . \quad . \quad . \quad 2)$$

Am besten läßt sich der Vorgang des Stoßes beobachten, wenn man über einen Springbrunnenstrahl eine Glasplatte hält. Es zeichnet sich auf der letztern in ganz bestimmten Umrissen die Basis eines auf der untern Fläche der Platte ruhenden Wasserkegels ab, deren Größe eigenthümlicherweise nicht von der Geschwindigkeit des Wassers, sondern allein vom Durchmesser des Strahles abhängt. Um den Mantel dieses Kegels, dessen Spitze dem Strahle zugekehrt ist, gehn die Wasserfäden des letztern nach einem bestimmten Krümmungshalbmesser von ihrer ursprünglichen der Platte zu gerichteten Bewegungsrichtung ab und ziehn sich schließlich parallel der Platte in allen möglichen Richtungen fort.

2) Wenn zwei Wasserstrahlen von demselben Durchmesser und derselben Geschwindigkeit in gerader entgegengesetzter Richtung auf einander treffen, so entsteht (Fig. 47) in der Mitte der Begegnungsstelle eine fast kreisrunde durchsichtige Scheibe, aus welcher das Wasser strahlenförmig am äußern Rande hervorsprüht.

d) Es ist leicht einzusehn, daß der Druck auf die Fläche dann am größten ausfällt, wenn die einzelnen Fäden des Wasserstrahles nicht blos rechtwinklig zu ihrer ursprünglichen Richtung abgelenkt werden, sondern wenn dieselben in entgegengesetzter Richtung des Wasserstrahles zurückkehren müssen, wie in Fig. 50, wo die widerstehende Fläche nicht eben ist, sondern glockenartig gekrümmt und gegen den Wasserstrahl zu offen ist. Da die Ablenkung des Wasserstrahles in diesem Falle eine doppelte der in Fig. 46 ist, so ist auch der Druck auf diese Fläche doppelt so groß und zwar:

$$P = 2F\frac{2v^2}{2g}G \quad . \quad . \quad . \quad 3)$$

und wenn die Fläche vor dem andringenden Wasserstrahl mit der Geschwindigkeit c zurückweicht, wird:

$$P = 2\frac{2(v-c)^2}{2g} FG \quad . \quad . \quad . \quad 4)$$

§ 28.

Wenn ein Wasserstrahl auf eine Fläche trifft, auf welcher er nach zwei entgegengesetzten Seiten ausweichen kann und welche schief gegen die Richtung des Wasserstrahles steht, so ist der Druck auf diese Fläche nicht mehr derselbe wie in Fig. 46, wo die Ebene vertical gegen die Bewegungsrichtung des Strahles steht. Um in diesem Falle die Größe des Druckes bestimmen zu können, muß man die Geschwindigkeit $v = cf$ (Fig. 49) in zwei Geschwindigkeiten cd und ce zerlegen, von denen nur die letztere ce rechtwinklig auf die Fläche drückt, während die andere Componente cd ohne Wirkung auf die Fläche bleibt.

Der auf die Fläche rechtwinklig auf ihre Ebene in der Richtung des Pfeiles (Fig. 49) ausgeübte Druck ist daher so groß, als wenn der Strahl in der Richtung ec mit der Geschwindigkeit $v_1 = v \sin a$ auf die Fläche eindringen würde und als ob der Querschnitt F des Wasserstrahls dem Querschnitte F_1 desselben nach der Richtung der Platte gleich wäre.

Dieser Druck ist also gleich:

$$P = F G \frac{2 v^2 \sin a}{2 g} \quad \ldots \quad 5)$$

f) Wenn die Fläche, auf welche ein Wasserstrahl fällt, sich der Richtung des Strahles entgegenbewegt und zwar mit einer Geschwindigkeit c_1, so verhält sich der Druck auf die Fläche gerade so, als ob die Platte stille stehn und der Strahl sich mit einer um c_1 vermehrten Geschwindigkeit bewegen würde. Der Druck auf eine rechtwinklige ebene Fläche ist somit

$$P = \frac{2 (v + c)^2}{2 g} F G \quad \ldots \quad 6)$$

und derjenige auf eine glockenförmig hohle Fläche wie Fig. 50:

$$P = 2 \frac{2 (v + c)^2}{2 g} F G \quad \ldots \quad 7)$$

und bei einer schiefen Fläche (Fig. 49) in der Richtung des Pfeiles:

$$P = 2 \frac{2 (v + c)^2 \sin a}{2 g} F G \quad \ldots \quad 8)$$

Dagegen ist der Druck nach der Richtung P_4 (Fig. 49), wenn das Wasser nur nach der Richtung i ausweichen kann:

$$P_4 = 1 - \cos a \frac{v^2}{g} F G \quad \ldots \quad 9)$$

Der Seitenstoß in der Richtung P_4 (Fig. 49), wenn das Wasser nach beiden Seiten i und g ausweichen kann, ist:

$$P_4 = \frac{v^2}{2g} \sin^2 a \, F G \quad . \quad . \quad . \quad 10)$$

Der Stoß nach der Richtung P_2 (Fig. 49), wenn das Wasser nach beiden Seiten i und g ausweichen kann, wird:

$$P_2 = \frac{v^2}{2g} 2 \sin a \cos a \, F G \quad . \quad . \quad . \quad 11)$$

Für den schiefen Stoß eines Wasserstrahles gegen eine ebene Fläche, auf welcher derselbe sich nach allen Richtungen frei ausbreiten kann, wird der Druck nach der Richtung P_4 (Fig. 49):

$$P_4 = \frac{2 \sin^2 a}{1 + \sin^2 a} \cdot \frac{v^2}{g} F G \quad . \quad . \quad . \quad 12)$$

§ 29.

g) Der Druck des Wassers bei seinem Stoße in unbegrenzter Masse gegen eine ganz in dasselbe eingetauchte Fläche (Fig. 51) wird durch zweierlei verschiedene Ursachen hervorgerufen.

Während auf der der Stromrichtung zugekehrten Seite die Fläche den Stoß einer außerordentlich langen Wassersäule auszuhalten hat, wird gleichzeitig auf die hintere Seite der Fläche eine Art Saugwirkung ausgeübt, indem die Wassertheilchen vom äußern Rand der Scheiben nach der Axe der Fläche zufließend, gleichsam einen leeren Raum A B C hinter sich zurücklassen, welcher die Fläche nachzuziehn strebt. Allerdings ist der Raum A B C von einer Wassermasse in Form eines Kegels erfüllt, doch nimmt derselbe keinen Antheil an der Bewegung der längs seiner äußern Fläche zusammenfließenden Wasserstrahlen.

Man kann sich leicht vorstellen, daß der Druck auf eine solche Fläche außerordentlich verschieden ausfallen kann, je nach der Form der vordern und hintern Flächen.

Allgemein für alle Flächen oder Körper vom Querschnitt der eingetauchten Fläche ist dieser Druck

$$P = a \frac{v^2}{2g} F G \quad . \quad . \quad . \quad 13)$$

wobei a ein von der Form und Stellung des eingetauchten Körpers (vom größten Querschnitte F) abhängiger Coefficient ist. Für dünne, ebene, senkrecht gegen den Strom gestellte Platten ist nach Weißbach's

Versuchen a = 1,86, wenn die Platte ruht und das Wasser sich mit der Geschwindigkeit v gegen dieselbe bewegt. Dagegen ist a = 1,25, wenn das Wasser steht und die Platte mit der Geschwindigkeit v gegen dasselbe bewegt wird. —

Der Druck auf die Fläche oder den Körper wird um so kleiner, je mehr die vordere und hintere Kante des Körpers scharf prismatisch zuläuft. Bei den Schiffen laufen bekanntlich die Vorder- und Hinterflächen spitz aus, und es ist für solche der Coefficient wechselnd innerhalb 0, 1 bis 0,3 und ein Schiff bietet dem Wasser ungefähr einen fünfmal kleinern Widerstand dar, als ein Prisma von demselben Querschnitte.

§ 30.

Wenn ein Wasserstrahl auf eine schiefe Ebene trifft, welche (Fig. 52) nur nach der verticalen Richtung XY ausweichen kann, so ist der Druck auf die Fläche nach dieser verticalen Richtung wieder von der Größe des Winkels a abhängig. Allein es giebt eine gewisse ganz genau bestimmte Größe des Winkels a, welche dem Maximum des Druckes nach vertikaler Richtung entspricht. Um sowohl die Größe dieses vortheilhaftesten Winkels, als auch diejenige des Druckes nach XY bei jeder Lage der Fläche aufzufinden, läßt sich folgender Weg einschlagen:

Man zerlegt die Geschwindigkeit v = AC (Fig. 52), mit welcher die sämmtlichen Wassertheilchen gegen die Fläche in der Richtung des Strahles stoßen, in die beiden Componenten AF und FC, von welchen die letztere FC rechtwinklig gegen die Fläche gerichtet ist und auf diese den Stoß ausübt, während die andere AF parallel zur Ebene der Fläche verläuft und keine Wirkung auf dieselbe ausübt. Die Componente FC ist nun

$$FC = AC \sin a.$$

Um nun die rechtwinklich auf die ursprüngliche Richtung des Wasserstrahles oder nach XY wirkende Kraft zu finden, hat man die Geschwindigkeit FC wieder in zwei Componenten FH und HC zu zerlegen, wovon nur die letztere HC nach der Verticalen XY eine Wirkung ausübt. Diese letztere Componente ist aber

$$HC = FC \cos a.$$

Setzt man im letztern Ausdrucke den Werth von FC ein, so wird

$$HC = AC \cos a . \sin a \qquad \text{oder da} \qquad AC = v$$

$$HC = v \cos a . \sin a.$$

Nun ist $FC = \sin a \; AC = v \sin a$ zugleich die Höhe des Wasserprismas, das in der Zeiteinheit auf die Fläche $mn = \frac{F}{\sin a}$ einwirkt, wo F der Querschnitt des Wasserstrahles bezeichnet.

Bezeichnet man diese Fläche mn oder den Querschnitt des Wasserstrahles in einer Richtung parallel zur getroffenen Ebene mit F_1, so ist der Inhalt des in einer Zeiteinheit zum Stoß kommenden Wassers

$$J = F_1 v \sin a$$

und dieses mit der Geschwindigkeit HC multiplicirt, giebt die ganze auf die Fläche nach der verticalen Richtung XY ausgeübte Kraft zu

$$P = 2 \frac{F_1 v^2 \sin a^2 \cos a}{2g} G \quad . \quad . \quad . \quad 14)$$

Unter sonst gleichen Umständen ist nun die Wirkung des Wasserstrahles für diejenige Lage der Fläche oder für denjenigen Winkel a am größten, für welchen das Product $\sin a^2 \cos a$ ein Maximum wird, was bei dem Winkel $a = 54^0 44'$ der Fall ist, wie folgende Zusammenstellung zeigt. Es ist nämlich:

$\log \sin^2 54^0 43'$	$= 0{,}8237056$	
dazu addirt: $\log \cos 54^0 43'$	$= 0{,}7616424$	für den Winkel $54^0 43'$.
$\log \sin^2 a \cos a$	$= 0{,}58534801$	
$\log \sin^2 54^0 44'$	$= 0{,}8238844$	
dazu addirt: $\log \cos 54^0 44'$	$= 0{,}7614638$	für den Winkel $54^0 44'$.
$\log \sin^2 a \cos a$	$= 0{,}5853482$	
$\log \sin^2 54^0 45'$	$= 0{,}8240630$	
dazu addirt: $\log \cos 54^0 45'$	$= 0{,}7612851$	für den Winkel $54^0 45'$.
$\log \sin^2 a \cos a$	$= 0{,}5853481$	

Man ersieht daraus, daß das Product $\sin^2 a \cos a$ für den Winkel $54^0 44'$ am größten ausfällt. Denn welchen Werth man auch diesem Winkel geben mag, so fällt der Werth der Größe $\sin^2 a \cos a$ niemals so groß aus, als bei diesem Winkel.

Sowohl bei der Einwirkung des Wassers auf das Steuerruder eines Schiffes, als auch bei der Stellung der Segel beim Laviren der Schiffe und in manchen ähnlichen Fällen kommt dieses Gesetz zur Geltung, daß die Wirkung schief angreifender Kräfte wie in Fig. 52 bei einer Neigung der wirkenden Fläche von $54^0 44'$ gegen die Richtung des angreifenden Fluidums am größten ausfällt.

§ 31.

In Folge der eigenthümlichen physikalischen Beschaffenheit des Wassers können die Stoßwirkungen von Flüssigkeiten nicht mehr nach den Gesetzen des Stoßes fester Körper berechnet werden, und diese Gesetze können nur in dem Falle auch für flüssige Körper als gültig betrachtet werden, wenn dieselben in Gefäßen von allen Seiten eingeschlossen und am Nachgeben gehindert sind, wie z. B. in Wasserleitungen. Zwei Wassermassen, die im freien Raume aufeinander stoßen, werden nicht zurückgeworfen, obwohl die einzelnen kleinsten Theilchen des Wassers vollkommen elastisch sind. Ungeachtet der außerordentlichen Verschiebbarkeit der einzelnen Moleküle hängen diese letztern doch mit einer so ungemeinen Kraft zusammen, wenn es sich um die gänzliche Lostrennung derselben handelt, daß die zur Trennung erforderliche Kraft mehr als das Hunderttausendfache ihres Gewichtes beträgt. Aber ebenso leicht lassen sich die fest aneinanderhängenden (durch die Cohäsion zusammengehaltenen) Wassertheilchen sich drehend und wälzend an und durcheinander verschieben, und eben deßhalb kann man sich beim Stoß von Flüssigkeiten die Wirkung nicht mehr im Schwerpunct derselben concentrirt denken, wie bei den festen Körpern. In der That durchdringen sich zwei aufeinander stoßende Wassermassen vollständig und zertheilen und zerstieben nach allen Richtungen, in durcheinanderwirbelnden Bewegungen, wobei durch die Cohäsion der größte Theil der entwickelten mechanischen Arbeit absorbirt wird, und der kleinste Theil sich auf die Umgebung überträgt oder in der Weiterbewegung der Maßen zum Vorschein kommt.

Die Wirkungen des Stoßes beim Zusammentreffen von Wassermassen auf einander oder von Wassermassen mit festen Körpern lassen sich daher keineswegs auf theoretischem Wege verfolgen, und so scharfsinnig auch bei der mathematischen Behandlung der Sache vorgegangen werden mag, so werden die dabei erhaltenen Resultate doch nicht mit der Erfahrung übereinstimmen.

So ist z. B. auch für den allereinfachsten Fall des Wasserstoßes gegen eine ebene vertical gegen die Stoßrichtung stehende Fläche von Bidone etwas größer als nach Formel 1) gefunden worden. Für den ersten elastischen Anprall, bevor sich der erwähnte Führungskegel gebildet hatte, welcher die allmälige Richtungsveränderung der einzelnen Wasserfäden vermittelt, war der Druck auf die Fläche doppelt so groß, als beim fortgesetzten Stoße.

§ 32.

Wenn ein Wasserstrahl auf eine größere ebene Fläche in schiefer Richtung auffällt, so fließt er nicht in einem gerade begrenzten Wege oder als Strahl von derselben Querschnittsform auf derselben fort, sondern es werden in Folge der leichten Verschiebbarkeit der Wassermoleküle die seitlichen Theile seitwärts weggedrängt und der Strahl verläuft deßhalb in eine curvenförmig begrenzte dünne Wasserschichte, wobei die Curve von der Geschwindigkeit des zufließenden Strahles, seiner Neigung und von der Beschaffenheit der Oberfläche abhängt, auf welcher der Strahl zerfließt.

Die Form des auf einer Fläche sich ausbreitenden Wasserstrahles ist in Fig. 53 angedeutet. Es ist eine Curve oder vielmehr eine paraboliſche Fläche a b c, in deren Scheitel der Wasserstrahl einmündet.

Bei den Girard'schen Turbinen sind die Canäle des Turbinenrades nach außen erweitert, so daß die Breite der Canäle am äußern Umfange des Rades oder vielmehr deren Höhe (bei horizontalem Wasserdurchflusse) $2\frac{1}{2}$ bis $3\frac{1}{2}$mal größer ist, als am innern Umfange beim Eintritt des Wassers in dasselbe. Man hat dieser Anordnung, die sonst in anderer Hinsicht mit wesentlichen Vortheilen verbunden ist, den Vorwurf gemacht, daß das Wasser den sich ausweitenden Wänden nicht folgen könne und daß daher dieselbe unnatürlich sei, was aber nach dem obigen keineswegs der Fall ist. Das Wasser breitet sich vielmehr vermöge des Druckes der obern Wasserschichten auf die darunterliegenden eines Wasserstrahles von selbst auf der Fläche aus, auf welcher es unter Druck abfließt, ohne daß dazu eine weitere Pressung erforderlich wäre, und zwar erhält der Wasserstrahl eine Breite a c (Fig. 53), die in 2- bis 6fach mal größerer Entfernung b c, als die Dicke des Strahles beträgt, bereits das 2- bis 6fache der Strahldicke beträgt, je nach dem Winkel, um welchen das Wasser von der Platte oder der Fläche abgelenkt wird. Diese Ausbreitung findet auch dann noch statt, wenn das Wasser auf einer gebogenen Curve unter einem Winkel von Null Graden abgelenkt wird.

§ 33.

Ausfluß des Wassers unter verschiedenen Pressungen.

Fließt das Wasser an einem Gefäße aus, in welchem eine Pressung P auf die Oberfläche desselben ausgeübt wird, während die Austritt-

öffnung von außen eine Pressung p erleidet, so läßt sich die Geschwindigkeit des ausfließenden Wassers auf folgende Weise finden.

Nennt man O den Querschnitt des Wasserkörpers an der Oberfläche im Gefäße, A den Querschnitt der Austrittöffnung; U die Geschwindigkeit der Wasserschichte an der Oberfläche, V die Geschwindigkeit des Wassers bei A; so ist das Volumen des durch A und O fließenden Wassers in der Zeiteinheit das gleiche, mithin

$$OU = AV.$$

Das Gewicht dieser in einer Zeiteinheit t durchfließenden Wasservolumens ist

$$1000\,O\,U\,t = 1000\,A\,V\,t.$$

Ist nun die Druckhöhe des Wassers im Gefäße, oder die Höhe des Oberwasserspiegels über der Oeffnung A = H, so ist die durch die Schwere entwickelte Arbeit:

$$1000\,A\,V\,t\,H.$$

Nun wirken die Pressungen P und p auf die beiden Querschnitte O und A in entgegengesetzter Richtung auf die Wassermasse ein, welche unter dieser Einwirkung die Wege U t und V t beschreibt.

Die durch diese Pressungen verrichtete Arbeit in einer Zeiteinheit beträgt:

$$P\,O\,U\,t - p\,A\,V\,t = (P - p)\,A\,V\,t.$$

Nun ist die Masse des in der Zeiteinheit durch O fließenden Wassers

$$\frac{1000\,O\,U\,t}{g}$$

und die lebendige Kraft derselben:

$$\frac{1000\,O\,U\,t}{g}\,U^2.$$

Die lebendige Kraft der per Zeiteinheit durch A fließenden Wassermenge ist:

$$\frac{1000\,A\,V\,t}{g}\,V^2.$$

Die Differenz dieser beiden Wasserwirkungen oder lebendigen Kräfte ist:

$$\frac{1000\,A\,V\,t\,V^2}{g} = \frac{1000\,O\,U\,t}{g}\,U^2 = \frac{1000\,A\,V\,t}{2g}\,(V^2 - U^2).$$

und die der letztern entsprechende mechanische Arbeit ist:

$$\frac{1000\,A\,V\,t}{2g}\,(V^2 - U^2) = 1000\,A\,V\,t\,H + (P - p)\,A\,V\,t.$$

Bezeichnet man das Gewicht des Cubikmeter Flüssigkeit mit d, so wird allgemein für beliebige Flüssigkeiten:

$$\frac{dAVt}{2g}(V^2 - U^2) = dAVtH + (P - p)AVt.$$

Durch Division mit dAVt und Multiplication mit 2g wird:

$$V^2 - U^2 = 2gH + \frac{2g(P-p)}{d}.$$

Nun ist $U = \frac{A}{O}V$ und $V^2 - U^2 = \left(1 - \frac{A^2}{O^2}\right)V^2$.

Daraus ergiebt sich schließlich der Werth der Ausflußgeschwindigkeit V:

$$V = \sqrt{\frac{2gH + \frac{2g(P-p)}{d}}{1 - \frac{A^2}{O^2}}} \quad \ldots \quad 1)$$

In den meisten Fällen ist nun der Querschnitt der Ausflußöffnung so klein im Verhältniß zur Größe des Reservoirquerschnittes, daß das Verhältniß $\frac{A^2}{O^2}$ vernachlässigt werden kann, denn wenn z. B. $A = \frac{1}{10}O$, so ist

$$\frac{A^2}{O^2} = \frac{1}{100}.$$

Bei Vernachlässigung des Verhältnisses A^2/O^2 wird die obige Formel für V:

$$V = \sqrt{2gH + \frac{2g(P-p)}{d}} \quad \ldots \quad 2)$$

Sind, wie gewöhnlich der Fall, die beiden Pressungen P und p einander gleich und zwar gleich der gewöhnlichen atmosphärischen Pressung, so wird wieder wie bereits früher erhalten:

$$V = \sqrt{2gH}.$$

Bei elastischen Flüssigkeiten oder Gasen kann der Werth 2gH vernachlässigt werden und man erhält sodann für den Werth der Ausflußgeschwindigkeit derselben:

$$V = \sqrt{\frac{2g(P-p)}{d}} \quad \ldots \quad 3)$$

in welcher d das Gewicht von 1 Cubikmeter Flüssigkeit unter der Pressung P bedeutet.

§ 34.

Abfluß durch ein verticales Rohr, das in einen Wasserspiegel eintaucht.

Der Abfluß des Wassers aus einem Gefäße mit constanter Oberfläche AB (Fig. 54, 55 und 56) durch ein vertical stehendes Rohr, dessen untere Oeffnung in einen ebenfalls constanten Wasserspiegel eintaucht, ist ein auf den ersten Anblick sehr einfach erscheinender Fall, welcher bei der Anlage hydraulischer Motoren außerordentlich häufig vorkommt und deßhalb einer ganz aufmerksamen nähern Betrachtung werth ist.

Bezeichnet U die Ausflußgeschwindigkeit des Wassers aus der untern Mündung A des Rohres (Fig. 54); A den Querschnitt dieser Mündung; H die Druckhöhe oder den Abstand beider Wasserspiegel AB und CD; h die Tiefe der Rohrmündung unter dem Unterwasserspiegel; U_1 und h_1 die Geschwindigkeit und Pressungshöhe an irgend einer andern Stelle des Rohres mit dem Querschnitte A_1 in dem Abstande H_1 unter dem Oberwasserspiegel, so ist zunächst die wirkliche Pressungshöhe an der untern Oeffnung:

$$\frac{U^2}{2g} + h = H + h,$$

d. h. gleich der hydrostatischen Druckhöhe.

Es bleibt also immer, welches auch der Werth von h sein mag:

$$\frac{U^2}{2g} = H,$$

d. h. die Ausflußgeschwindigkeit U ist immer gleich

$$U = \sqrt{2gH};$$

entspricht somit immer dem wirksamen Gefälle H, welches auch die Tiefe sein mag, bis zu welcher das Rohr in den Unterwasserspiegel eintaucht.

Es ist ferner:

$$h_1 + \frac{U_1^2}{2g} = H_1; \quad \text{also} \quad h_1 = H_1 - \frac{U_1^2}{2g}.$$

Da nun durch die beiden Querschnitte A und A_1 diese Wassermenge durchfließt, so ist:

$$A_1 U_1 = A U; \qquad \text{und} \qquad U_1 = \frac{A}{A_1} U;$$

ferner: $$\frac{U_1^2}{2g} = \left(\frac{A}{A_1}\right)^2 \frac{U^2}{2g}.$$

$$\frac{U_1^2}{2g} = \left(\frac{A}{A_1}\right)^2 H; \quad \text{also} \quad h_1 = H_1 - \left(\frac{A}{A_1}\right)^2 H \quad . \quad . \quad . \quad 1)$$

Der Werth der Pressungshöhe h_1 ist daher für denselben Werth von H_1 ganz vom Verhältnisse der beiden Querschnitte A und A_1 abhängig und kann also je nach diesem Verhältnisse ganz verschiedene Werthe annehmen.

Ist z. B. wie in Fig. 54 das Rohr an allen Stellen gleich weit, also $A_1 = A$ und $U_1 = U$, so ist:

$$h_1 = H_1 - H$$

oder $$h_1 = -(H - H_1) \quad . \quad . \quad . \quad 2)$$

Der Druck des Wassers in dem ganzen Rohre ist daher negativ und zwar um so größer, je höher der betrachtete Querschnitt über dem Unterwasserspiegel liegt und wird also durch die Höhe $H - H_1$ ausgedrückt.

Ist der Querschnitt des Rohres an der betrachteten Stelle kleiner als am Ausflusse, wie in Fig. 55, so ist also $A_1 < A$ und $U_1 > U$, so wird das Verhältniß

$$\frac{A}{A_1} > 1 \qquad \text{und} \qquad \left(\frac{A}{A_1}\right)^2 H > H_1$$

und es wird somit h_1 noch stärker negativ als bei gleicher Weite des Rohres.

Ist endlich das Rohr an der betrachteten Stelle weiter als an der Ausflußmündung, ist also $A_1 > A$ und $U_1 < U$, so wird h_1 nur so lange negativ bleiben, als

$$\left(\frac{A}{A_1}\right)^2 H > H_1$$

und es wird die Pressungshöhe $h_1 = 0$ werden, d. h. die Spannung im Rohre wird der atmosphärischen Pressung gleich, wenn

$$\left(\frac{A}{A_1}\right)^2 H = H_1$$

ist und zwar ist dieses dann der Fall, wenn der Querschnitt

$$A_1 = A\sqrt{\frac{H}{H_1}} \text{ ist.}$$

Ist z. B. $H_1 = \frac{1}{4}H$, so muß $A_1 = 2A$ sein, damit in dieser Tiefe die atmosphärische Pressung herrscht. Würde A_1 noch größer als 2 A, so müßte h_1 schon einen positiven Werth annehmen.

Giebt man in dem betrachteten Falle dem Rohre einen kreisförmigen Querschnitt, so ist

$$A = \frac{d^2 \pi}{4} \qquad \text{und} \qquad A_1 = \frac{d_1{}^2 \pi}{4}$$

und es wird:

$$D_1{}^2 = D^2 \sqrt{\frac{H}{H_1}} \qquad \text{und} \qquad D_1 = D \sqrt[4]{\frac{H}{H_1}}.$$

Berechnet man für die verschiedenen auf einander folgenden Höhen $H_1 = 0{,}1\ 0{,}2\ 0{,}3$ ꝛc. $\times H$ die entsprechenden Werthe von

$$\sqrt[4]{\frac{H}{H_1}}$$

so erhält man die Durchmesser des Rohres in diesen Höhen, bei welchen die Pressung des Wassers überall dem Atmosphärendrucke gleich ist, also der Manometerstand $h = o$ ist.

Es wird für:

H_1	$= 0{,}1$	H	der	Werth	von	D_1	$= 1{,}78$	D.
„	$= 0{,}2$	„	„	„	„	„	$= 1{,}49$	„
„	$= 0{,}3$	„	„	„	„	„	$= 1{,}35$	„
„	$= 0{,}4$	„	„	„	„	„	$= 1{,}26$	„
„	$= 0{,}5$	„	„	„	„	„	$= 1{,}19$	„
„	$= 0{,}6$	„	„	„	„	„	$= 1{,}14$	„
„	$= 0{,}7$	„	„	„	„	„	$= 1{,}09$	„
„	$= 0{,}8$	„	„	„	„	„	$= 1{,}06$	„
„	$= 0{,}9$	„	„	„	„	„	$= 1{,}03$	„
„	$= 1{,}0$	„	„	„	„	„	$= 1{,}00$	„

Man erkennt daraus, wie außerordentlich verschieden die Spannungen und Pressungen in einem einfachen verticalen Rohre werden können, welches auch die Querschnittsdimensionen desselben sein mögen, und daß in der That der Ausfluß des Wassers, resp. die dabei obwaltenden Verhältnisse, bei einem solchen Rohre keineswegs so einfache sind, vielmehr einer genauen Feststellung bedürfen.

Bringt man im Rohre (Fig. 54) in der Höhe des Unterwasserspiegels eine Turbine an, oder ist dieser Motor auch unter dem Unterwasserspiegel angebracht, so wirkt die ganze im Rohre befindliche Wassersäule durch ihr Gewicht auf das Rad ein.

Wird dagegen die Turbine am obern Ende des Rohres angebracht, so wirkt das Wasser nicht mehr durch seine Pressung, sondern vielmehr durch Zug oder Saugen auf die Turbine ein, d. h. das Wasser wird

von oben nach unten durch die Turbine in Folge der negativen Spannung im obern Rohrtheile hindurchgesogen und zwar genau mit derselben Geschwindigkeit, wie wenn sie unten am Unterwasserspiegel angebracht ist.

Die einzige Bedingung ist die, daß die Höhe der saugenden Wassersäule nicht größer als 10,33 Meter ist, daß also die Distanz des Unterwasserspiegels von der Turbine diese Höhe nicht übersteigt. In der Praxis darf sogar diese Höhe nicht über 8 Meter betragen, wenn man der gehörigen Wirkung sicher sein will.

Wird diese Höhe größer als 10 Meter, so entsteht unter der Turbine und der hängenden Unterwassersäule ein leerer Raum, durch welchen das Wasser aus der Turbine herunterfließt, ohne daß es während seinem Falle durch diesen Raum eine (saugende) Wirkung auf das Rad ausübt, weil die negative Spannung unter dem Rade nur eine Wassersäule von 10 Meter Höhe zu tragen oder schwebend zu erhalten vermag.

Wird endlich eine Turbine mitten im Rohre zwischen Ober- und Unterwasserspiegel angebracht, so wirkt das Wasser im obern Rohrtheil durch Pressung und dasjenige im untern Rohrtheil saugend auf das durch die Radcanäle fließende Wasser ein. Es folgt daraus, daß man das Turbinenrad in einem solchen Rohre in jeder beliebigen Höhe anbringen kann, ohne daß sich die Durchflußgeschwindigkeit und somit die Wirkung des Wassers auf das Rad vermindert, weil in jeder Höhenlage die Summe der pressenden und saugenden Wassersäulen der ganzen Gefällhöhe H gleich ist.

§ 35.

Druck des Wassers auf Schützen und Schleusen.

Beim Abschließen eines Wasserlaufes durch eine Schütze (Fig. 57) übt das Wasser auf die ganze Fläche des Schützen einen Druck P aus. Bezeichnet a die Druckhöhe des Wassers vor der Schütze, d. h. die Distanz des Oberwasserspiegels über der Schwelle der Schütze, ferner b die Breite der Schütze oder Falle und y das Gewicht von 1 Cubikeinheit Wasser, so ist dieser Druck

$$P = \tfrac{1}{2} b a^2 y = a b \frac{a}{2} y.$$

Der Druck auf ein einzelnes Feld $A B E E_1$ (Fig. 58) einer Schütze ist ebenfalls

$$P_1 = \tfrac{1}{2} b a_1^2 y$$

wenn a_1 die Höhe dieses Feldes ist. Es ist somit

$$\frac{P_1}{P} = \frac{a_1^2}{a^2} = \frac{\text{Dreieck } BKE}{\text{Dreieck } BDC}$$

in Fig. 58, wobei K den Durchschnitt der Diagonale BD mit der Basis EE_1 angiebt.

Der Druck nimmt also von oben nach unten zu und bei großen Fallen oder Schleusen müssen deßhalb horizontale Querriegel EE_1, GG_1, HH_1 angebracht, deren Abstände immer kleiner werden sollen mit der zunehmenden Tiefe, wenn ein jedes derselben dem nämlichen Drucke ausgesetzt sein soll.

Kommt es also darauf an, die ganze Fläche der Schütze oder Schleuse durch horizontale EE_1, GG_1 ꝛc. in solche Theile zu theilen, daß der Druck auf jeden Theil $ABEE_1$, EE_1GG_1, GG_1HH_1 ꝛc. gleich groß ausfällt, so theilt man DC in gleiche Theile 1, 2, 3, beschreibt über DC einen Halbkreis, zieht von den Theilpuncten 1, 2, 3 ꝛc. Senkrechte 1a, 2b, 3c, trägt von D aus die Distanzen Da, Db, Dc auf DC ab und zieht aus den erhaltenen Puncten a_1 b_1 c_1 Parallele zu DB, so geben die Puncte EGH die gesuchten Höhen der Querriegel an, die nun Felder von gleichem hydrostatischem Drucke einschließen.

Ist eine Schütze oder Schleuse nicht nur von einer Seite vom Wasser gedrückt, so giebt die Differenz beider Wasserhöhen vor und hinter der Schleuse die Druckhöhe a an.

Der Druck auf ein Schleusenthor (Fig. 59), senkrecht auf die Canalrichtung gemessen, ist ebenfalls durch die Formel

$$P = \tfrac{1}{2} b a^2 y \quad \text{gegeben.}$$

Durch die schiefe Lage der Schleusenthore wird ein außerordentlicher Seitendruck erzeugt, welcher auf folgende Weise bestimmt werden kann.

Der Wasserdruck P auf ein einzelnes Thor rechtwinklig zu dessen Ebene (Fig. 60) greift in der Mittellinie M desselben an und kann in zwei Componenten DS, welche nach den beiden Stützpuncten C des Schleusenthores gerichtet sind, zerlegt werden. Aus den beiden Seitenkräften DS und $D_1S_1 = CS$ und CS_1 entsteht die Resultante CR, welches der Druck sowohl der Richtung als der Größe nach auf die Seitennische des Schleusenthores an seiner Stützstelle ist.

Ist der Winkel ACB, den das Schleusenthor mit der Querlinie CC bildet = d, so ist der Winkel $CAD_1 = 2d$ und

$$D_1 S_1 = S = \frac{P}{2 \sin 2d}$$

und daher:

$$CR = R = 2S \cos d = \frac{P \cos d}{2 \sin d . \cos d} = \frac{P}{2 \sin d}.$$

§ 36.

Bezeichnet b die Breite und a die Höhe einer rechtwinkligen Schütze (Fig. 57), ferner h die Entfernung ihres Schwerpunctes unter dem Oberwasserspiegel, oder wenn die Schütze auf beiden Seiten unter Wasser steht, den Niveauabstand beider Wasserspiegel, und y das Gewicht der Cubikeinheit Wasser, so ist die Kraft, mit welcher die Schütze auf ihre Lagerung drückt

$$R = abhy.$$

Nun beträgt die Reibung F zwischen der Schütze und ihrem Lager ungefähr $^1/_4$ bis $^1/_3 = x$ dieses Druckes oder gleich

$$F = xabhy.$$

Zum senkrechten Aufziehn der Schütze wird die erforderliche Kraft gleich:

$$F + G - Vy = xabhy + G - Vy$$

wenn G das Gewicht und V das Volumen, also Vy das Gewicht des von ihr verdrängten Wasservolumens bezeichnet.

Die Kraft zum Aufziehn eines Wasserablaßventils (Fig. 61) ist, wenn F die Querschnittsfläche und h die Höhe des Wasserspiegels über derselben bezeichnet:

$$P = Fhy,$$

wobei y das Gewicht der Cubikeinheit Wasser.

Das in Fig. 61 dargestellte Wasserablaßventil für Weier und große Reservoirs wird mit Hülfe einer endlosen Kette EF geschlossen und geöffnet. Die Kette greift am Ende D des Hebels DCB an, an dessen vordern Ende das Ventil B sitzt, und der seinen Drehpunct bei C hat. Bei E und F sind Leitrollen für die Kette angebracht.

§ 37.

Widerstand im Wasser schwimmender Körper.

Wir werden später finden, daß der Reibungswiderstand des Wassers in Röhren und Canälen ausgedrückt werden kann durch

$$W = 1000\,F(a\,b + b\,u^2) \text{ Kilogramm,}$$

wenn F die Berührungsfläche, u die relative Geschwindigkeit des Wassers gegen die Berührungsfläche ausdrückt, während a und b zwei Coefficienten sind, deren Werthe für mittlere Geschwindigkeiten

$$a = 0{,}0000444 \text{ und } b = 0{,}000309.$$

Für mäßige Geschwindigkeiten von 4 bis 5 Meter, wie sie bei Schiffen meistens vorkommen, kann das Glied a u gegen b u^2 vernachlässigt werden, indem man setzt

$$W = 1000\,b\,F\,u^2.$$

Setzt man nun für F die Fläche, in welcher das Wasser ein Schiff berührt und für u die relative Geschwindigkeit des Schiffes gegen das Wasser und nennt man ferner L, B, T = Länge, Breite und Tauchung des Schiffes, so ist annähernd

$$F = \tfrac{2}{3}\,L\,B + 2\,L\,T = B\,T\left(\tfrac{2}{3}\,\frac{L}{T} + 2\,\frac{L}{B}\right).$$

Bei den englischen und amerikanischen Seedampfern ist $\frac{L}{T} = 15$ $\frac{L}{B} = 6$ und also

$$F = 22\,B\,T$$

und

$$W = 22000\,b\,B\,T\,u^2.$$

Setzt man für b den oben angegebenen Werth ein, so wird:

$$W = 6{,}798\,B\,T\,u^2.$$

Nennt man v die Umfangsgeschwindigkeit der Radschaufeln gegen das Schiff, so ist

$$6{,}798\,B\,T\,u^2\,v = 6{,}798\,B\,T\,u^3\left(\frac{v}{u}\right)$$

der Effect, welchen die Maschine des Schiffes zu entwickeln hat. Dieser ist also dem Cubus der Schiffsgeschwindigkeit proportional.

§ 38.

Das Schaufelrad als Treibapparat.

Nennt man L, B und T = Länge, Breite und Tauchung eines Schiffes; Q = B T das Rechteck, das dem eingetauchten Theil des größten Querschnittes des Schiffes entspricht; Q_1 die Summe der Flächen zweier Schaufeln der Ruderräder; u die relative Geschwindigkeit des

Schiffes gegen das Waſſer; v die Umfangsgeſchwindigkeit der Schaufelräder gegen das Schiff; $k = 0{,}309 \left[\frac{1}{3}\frac{L}{T} + 2\frac{L}{B}\right]$ den Widerſtand, welchen ein Schiff verurſacht, wenn das Rechteck $Q = 1$ und die Geſchwindigkeit $u = 1$ iſt.

$k_1 = 125$ einen Coefficient zur Berechnung des Druckes der Schaufeln gegen das Waſſer.

Nr und Nu den Real- und Nominaleffect der Maſchinen, welche das Schiff treiben, ſo iſt nach Redtenbacher:

$$Nu = \frac{kQ}{75} u^3 \frac{\left(\frac{v}{u}\right)}{\left(\frac{Nr}{Nu}\right)}$$

und

$$u = \sqrt[3]{\frac{75\,Nu\left(\frac{Nr}{Nu}\right)}{kQ\left(\frac{v}{u}\right)}}.$$

§ 39.

Die Schraube als Treibapparat.

Die Schiffsſchrauben werden in verſchiedenen Formen angewendet, entweder als zweigängige Schrauben zu je 180 Grad, wie in Fig. 62, oder wie in neuerer Zeit meiſtens als dreiflüglige unterbrochene Schrauben, wie Fig. 63 und 64.

Nennt man R den äußern Halbmeſſer der Schraube; a den Winkel, den jede an die äußerſte Schraubenlinie gezogene Berührungslinie mit einer auf die Axe der Schraube ſenkrecht gelegten Ebene bildet; derſelbe wird gewöhnlich 30° angenommen.

φ den gleichartigen Winkel für die in der Entfernung x von der Axe befindliche Schraubenlinie; O die Winkelgeſchwindigkeit, mit welcher ſich die Schraube im Beharrungszuſtande bewegt; G das Gewicht von 1 Cubikmeter Waſſer und $g = 9{,}8088$ die Beſchleunigung durch die Schwere; Q_1 den Flächeninhalt der Projection der Schraube auf eine verticale Querebene. $k_1 = 102$, ſo iſt nach Redtenbacher:

$$Nr = \frac{kQ}{75} u^3 \left\{1 + \sqrt{\frac{kQ}{k_1 Q_1} \cdot \frac{1}{z}}\right\};$$

wobei z für die verschiedenen Werthe von a folgenden Werth hat:

$$a = 25^0;\ 30^0;\ 35^0;\ 40^0;\ 45^0$$
$$\text{ist } z = 0{,}615;\ 0{,}538;\ 0{,}461;\ 0{,}384;\ 0{,}307.$$

Für $a = 30^0$ wird nun:

$$u = 145\,\frac{u}{B}$$

(u Anzahl der Umdrehung der Schraube per 1 Minute.)

$$N\,u = 0{,}16\,Q\,u^3 = 0{,}064\,B^2 u^3.$$
$$N\,r = 0{,}10\,Q\,u^3 = 0{,}043\,B^2 u^3,$$

wobei $\frac{N\,r}{N\,u} = \frac{2}{3}$ angenommen wurde.

Die Schraube als Treibapparat braucht also zur Erzeugung derselben Geschwindigkeit des Schiffes 100/84 mehr Kraft als das Schaufelrad.

§ 40.

Die Turbine als Treibapparat.

Bezeichnet R_1 den äußern, R_2 den innern mittlern Durchmesser der Turbine; $o = R_1^2 - R_2^2\,\pi$ den Flächeninhalt des Turbinenradkranzes; β den Winkel, unter welchem die Schaufelflächen in einer Distanz R von der Axe die Ebene des Rades durchschneiden, an welcher das Wasser in das Rad eintritt.

$y = d\,M\,o$ wo das Wasser aus dem Rade austritt; $O = B\,T$; K = den Coefficienten zur Berechnung des Schiffswiderstandes wie oben; $k = \frac{1000}{g} = 102$ einen Coefficient zur Berechnung des Druckes der Schaufeln gegen das Wasser; U die relative Geschwindigkeit des Schiffes gegen das Wasser; u die Anzahl Umdrehungen der Turbine in 1 Minute; N die nominelle Pferdestärke der Maschine. Es ist nach Redlenbacher:

$$\sin\beta = \frac{\sin y}{1 + \frac{K\,O}{k\,o}};\qquad u = \frac{30}{\pi}\cdot\frac{U}{R\,\tan\beta}.$$

$$N = \frac{K\,O\,U^2}{75}\cdot\frac{\tan\frac{1}{2}(\beta + y)}{\tan\beta}.$$

Gewöhnlich $K = 4$; $R_1 = \frac{1}{2}\,T = 0{,}2$ B.

$o = 0{,}0945\,B^2$; $k = 102$; $R_2 = \frac{1}{2}\,R_1 = 0{,}1\,B$; $O = 0{,}4\,B^2$.

Für $y = 45^0$ wird $\beta = 37^0\,20'$; $u = 83\,\frac{U}{B}$; $N = 0{,}061\,O\,U^3$.

Für $y = 30^0$ wird $\beta = 25^0 24'$; $u = 134 \frac{U}{B}$; $N = 0{,}059\, O U^3$.

Die Turbine verhält sich daher ungefähr wie die Schraube als Treibapparat, mithin weniger günstig als das Schaufelrad.

§ 41.

Wellenbewegungen des Wassers.

Wenn die Oberfläche des Wassers durch irgend eine Ursache an einer Stelle aufgeregt wird, so entstehn kreisförmige Wellen mit gemeinschaftlichem Mittelpuncte, von denen die innerste die höchste ist, und welche vom Mittelpuncte aus radial fortschreiten. Die Ursache dieser Wellenbildung ist die Schwere, welche ein durch irgend eine Ursache über die Oberfläche eines Wasserspiegels erhobenes Wassertheilchen sogleich niederzieht.

In Folge seiner Trägheit setzen die niedersinkenden Wassertheilchen ihre abwärts gehende Bewegung bis zu einer gewissen Tiefe g e (Fig. 65) fort; es bildet sich eine muldenförmige Vertiefung a e c, welche nur dadurch denkbar und möglich ist, daß zur Seite dieser Vertiefung oder des Wellenthales eine Erhöhung oder Wellenberg b c d entsteht, in welchem das aus a e c verdrängte Wasser Platz findet. Die Wassermasse des Wellenberges b c d sinkt nun in Folge seiner Schwere wieder nieder, setzt diesen Weg vermöge seiner Trägheit oder vielmehr seiner lebendigen Kraft fort; es entsteht an Stelle des Wellenberges ein Wellenthal, welches wiederum einen Wellenberg neben sich hervorruft. Auf diese Weise entsteht eine concentrische Welle nach der andern, jede folgende wird etwas kleiner und schwächer, jede absorbirt in Folge der Reibung der Wassertheilchen gegen einander einen Theil der lebendigen Kraft, welcher ihr inne liegt und so pflanzt eine Welle sich in ungemein große Entfernungen fort, bis die ganze lebendige Kraft, welche der eingeworfene Körper oder irgend eine Ursache der innersten Welle übertragen hat, absorbirt worden ist von der Reibung der Wassertheilchen.

Auf ähnliche Weise entstehn die Wellenbewegungen des Wassers durch den Wind. Bei einer Geschwindigkeit des Windes von $^1/_4$ bis zu $^7/_8$ Meter in einer Secunde entsteht nur eine leichte Kräuselung der Oberfläche, ohne daß die Wasserhaut der straff gespannten Wasserfläche zerrissen wird, daher die Kräuselung auch sogleich verschwindet, sobald die wirkende Ursache aufhört. Sie entsteht daher gewöhnlich nur strich-

weise oder an der Oberfläche höherer aber breiter Wellen, die durch eine andere Ursache entstanden sind.

Sowie aber die Geschwindigkeit des Windes 1 Meter per Secunde und darüber erreicht, so werden kleine Wasserberge aus der Oberfläche des Wassers emporgehoben, die parallel zu einander und gradlinig vorwärts schreiten. Das Vordertheil b c d oder der Wellenberg ist stärker gekrümmt als die Vertiefung a e c oder das Wellenthal. Die äußere Distanz a b der Erhöhung und der Vertiefung heißt die Breite der Welle, die Höhen d f + e g geben zusammen die Höhe der Welle.

Der Stoß der niedersinkenden Wassertheilchen des Wellenberges pflanzt sich bis auf eine bestimmte Tiefe der Wassermasse fort. Da wo die Wellenbewegung schon regelmäßig fortschreitet, beschreibt jedes Theilchen der Wassermasse gleichzeitig eine zur Oberfläche senkrecht und eine in der Fortpflanzungsrichtung der Welle liegende Bahn, welche ellipsenförmig ist. Auf dieser Bahn kehrt jedes Wassertheilchen wieder an seine ursprüngliche Stelle a (Fig. 67) zurück, wenn die Wellenbewegung ganz ruhig und regelmäßig vor sich geht. Ist dieses nicht der Fall, so bleibt ein kleinerer oder größerer Rest m p der elliptischen Bahn unzurückgelegt.

Wenn in Fig 66 die Kreise a b c d ꝛc. die Bahnen von Wassertheilchen auf der Länge a i einer fortschreitenden Welle darstellen und das Wassertheilchen a bereits seinen ganzen Weg oder seine Bahn zurückgelegt hat, so hat das zweite Wassertheilchen b erst etwa $^7/_8$ seiner Bahn durchlaufen und befindet sich daher in 7. Das Theilchen c hat dagegen erst $^6/_8$ seiner Bahn zurückgelegt und ist darum erst in 6. Ebenso sind die Theilchen d e f g und h bis 5, 4, 3 ꝛc. auf ihrer Bahn gekommen und es geht daher die Oberfläche der Welle durch die Puncte a, 7, 6, 5, 4, 3, 2, 1 und i.

Es ist somit die Höhe des Wellenberges gleich dem Halbmesser der Bahn eines jeden Wassertheilchens und gleich der Tiefe des Wellenthales.

Die Welle schreitet ferner in derselben Zeit um ihre ganze Breite fort, in welcher ein Wassertheilchen seine vollständige Bahn durchläuft.

Man sieht ferner daraus, daß bei der ganzen Wellenbewegung kein eigentliches Fortschreiten der ganzen Flüssigkeit stattfindet; nur die F o r m der Oberfläche des Wasserspiegels schreitet fort, während jedes einzelne Wassertheilchen auf- und nieder und gleichzeitig hin- und her in horizontaler Richtung schwingt.

Ein bestimmtes Verhältniß des horizontalen Durchmessers a b (Fig. 67) der Bahn jedes Wassertheilchens zur Breite a i (Fig. 66) der

Welle iſt nicht vorhanden, doch ſind dieſe Durchmeſſer bei gleicher Höhe der Wellen für die breitern Wellen kleiner.

Die einzelnen Waſſertheilchen können ſich in ihrer elliptiſchen Bewegung nicht hinderlich ſein, da jedes Theilchen etwas ſpäter an die Stelle gelangt, welche das vorhergehende Waſſertheilchen verlaſſen hat.

2) Eine andere Art von Wellen, die einzeln fortſchreiten, entſteht dadurch, daß man in einem Canale, der zu beiden Seiten begrenzt iſt, eine Anſchwellung des Waſſerſpiegels an einem Ende deſſelben verurſacht. Der Waſſerberg ſchreitet dabei raſch fort, während die einzelnen Wellen nur um eine kleine Strecke in der Fortpflanzungsrichtung verſchoben werden. Beim Anprall an eine Wand kehrt der Wellenberg ebenſo raſch zurück.

Beträgt die Waſſertiefe in einem Canale h Einheiten, die Höhe des Wellenberges über dem Niveau des Waſſerſpiegels h_1, ſo iſt nach Ruſſel die Fortpflanzungsgeſchwindigkeit einer ſolchen Transmiſſionswelle in einem gleichförmigen Canale

$$c = \sqrt{9{,}81\,(h + h_1)}.$$

Sie nimmt alſo ab, wenn die Höhe der Welle kleiner wird und ſchreitet in tiefen Canälen ſchneller fort, als in weniger tiefen.

3) Je tiefer bei den oscillirenden Wellen ein Waſſertheilchen ſich unter der Oberfläche befindet, deſto niedriger iſt der verticale Durchmeſſer ſeiner Bahn und ſehr tief liegende Waſſertheilchen beſchreiben nur noch eine gradlinige hin- und hergehende Bewegung. Dieſes Hin- und Hergehen reicht bis in eine Tiefe gleich der 350maligen Höhe der Welle.

Die Höhe der Wellen beträgt auf Seen bis $1\frac{1}{2}$ Meter, im Atlantiſchen Ocean bis 10 Meter.

Die Fortpflanzungsgeſchwindigkeit der Wellen wird vermindert, wenn die Länge der Welle zunimmt und erhöht, wenn dieſe Länge auf eine geringere durch coniſch zulaufende Seitenbegrenzung reducirt wird.

4) Wenn zwei gleich hohe Wellen einander begegnen, ſo findet eine ſcheinbar ungeſtörte Durchkreuzung gegenſeitig ſtatt. Wo zwei Wellenberge zuſammenfallen, bilden ſie einen beinahe doppelt ſo hohen Wellenberg und zwei ſich treffende Wellenthäler bilden ein Wellenthal von doppelter Tiefe. Fällt ein Berg mit einem Thale zuſammen, ſo entſteht eine ebene Fläche. Bei der Begegnung zweier Wellenberge iſt die Bewegung vertical unter dem Gipfel (Fig. 68) vertical aufwärts und hernach vertical abwärts gerichtet. Die ſeitlichen Theilchen, wie b und c, bewegen ſich erſt ſchief aufwärts und hernach in derſelben Richtung wieder zurück. Dieſes Sinken bewirkt auf jeder Seite des Fußes ein

Steigen eines Wellenberges, das nach entgegengesetzter Richtung fortschreitet.

Die Wellen *scheinen* sich also ungestört durchkreuzt zu haben, obwohl beide aufeinander treffenden Wellen vom Puncte der Begegnung wieder rückwärts gehn.

§ 42.

Hebe-Vorrichtungen für Wassermassen.

Wo es sich um das Heben von Wassermassen auf mäßige Höhen handelt, können äußerst mannigfaltige Mechanismen zur Anwendung kommen, von denen nur die bemerkenswerthesten hier kurz erwähnt werden sollen.

1) *Das Schöpfrad* (Fig. 69) ist zum Zwecke der Bewässerung der Wiesen bei Soisson zuerst in Anwendung gekommen und hat seither mannigfaltige Anwendung zu ähnlichen Zwecken gefunden. Das Rad wird durch einen Motor in Umdrehung gesetzt, die Zellen füllen sich beim Durchgang durch das Unterwasser A und leeren das in die Höhe gehobene Wasser in die Canäle D und E aus. Die per eine Umdrehung des Rades gehobene Wassermenge ergiebt sich leicht aus den Dimensionen des Rades, wenn man das Rad in seiner richtigen Höhenlage gegen das Unterwasser aufzeichnet.

Ist V das Wasserquantum, das ein solcher Eimer faßt, n die Anzahl der Eimer auf dem ganzen Radumfang, u die Anzahl der Umdrehungen des Rades per Minute und h die Höhe, auf welche das Wasser gehoben wird, so ist die gehobene Wassermenge per Secunde:

$$Q = \frac{n}{60} V u = \frac{n u V}{60}$$

und der zum Heben erforderliche Kraftaufwand L

$$L = 1000 \frac{n u V h}{60} \text{ Kilogrmet.}$$

wobei 1000 das Gewicht des Cubikmeter Wasser bezeichnet. In der Wirklichkeit ist dieser Kraftaufwand wegen der Nebenhindernisse um $^1/_4$ bis $^1/_3$ größer als die obige Formel angiebt.

Das gehobene Wasser hat überdieß bei seinem Austritt aus dem Rade noch die Umfangsgeschwindigkeit desselben, also die lebendige Kraft $\frac{v^2}{2g} Q 1000$ inne und damit es ungehindert ausfließen kann, muß es noch

auf eine gewiſſe Höhe h_1 über den Oberwaſſerſpiegel gehoben werden, ſo daß die ganze Betriebskraft des Schöpfrades folgende wird:

$$L = \left(h + h_1 + \frac{v^2}{2g}\right) \frac{nu}{60} V \times 1250 \text{ Kilogrmet.}$$

2) Das Spiralrad (Fig. 70 und 71) zuerſt von Cavé in Paris conſtruirt, iſt ganz aus Eiſen hergeſtellt. Die Roſette c iſt aus Gußeiſen, die nach der Kreisevolvente gekrümmten Spiralgänge a b c d, ſowie die ebenen Seitenwände aus Eiſenblech von 3 Millm. Dicke.

Die Fig. 70 und 71 ſtellen das Rad in $^1/_{75}$ der wirklichen Größe dar. Außen hat das Rad eine gußeiſerne Verzahnung g, in welche ein das Rad treibender Kolben h eingreift.

Bei dieſem Rade iſt der verticale Längenſchnitt des Waſſerkörpers in einer Abtheilung ein Segment, und es iſt daher annähernd das Volumen deſſelben

$$V = \tfrac{2}{3} a b l,$$

wenn a die Höhe oder Tiefe, b die Breite und l die Länge des Waſſerkörpers bezeichnet. Hat das Rad 4 Spiralen und n Abtheilungen und macht daſſelbe u Umdrehungen in einer Minute, ſo hebt es in einer Secunde eine Waſſermenge von

$$Q = \frac{n}{60} u \tfrac{2}{3} a b l = \frac{nu}{90} a b l$$

und der zum Betriebe des Rades erforderliche Effect iſt in Pferdeſtärken à 75 Kilogrmet.

$$Nn = \frac{1}{6{,}75} n u a b l h.$$

3) Das Wurfrad (Fig. 72) in $^1/_{125}$ der natürlichen Größe dargeſtellt, ſchöpft das Waſſer aus der Seine in den Hafen St. Ouen bei Paris, wird durch eine Dampfmaſchine von 40 Pferden in Bewegung geſetzt und hebt per Secunde 1 Cubikmeter Waſſer in einem ſteinernen Kropfe 4 Meter hoch. Es macht drei Umdrehungen in einer Minute.

Wenn n die Anzahl der Schaufeln und V das von einer Schaufel gefaßte Waſſervolumen bezeichnet, ſo iſt hier wie beim Schöpfrade das per 1 Secunde gehobene Waſſerquantum:

$$Q = \frac{n}{60} V u = \frac{nuV}{60}$$

und der zur Hebung erforderliche Effect iſt annähernd:

$$L = \frac{1000 n u h V}{60} \text{ Kilogrmet.}$$

oder genau:

$$L = 1000\left(h + h_1 + \frac{v^2}{2g}\right)\frac{nu}{60}V \text{ Kilogrmet.}$$

wenn v die Umfangsgeschwindigkeit des Rades und h_1 die Höhe bezeichnet, auf welche das Wasser über den Oberwasserspiegel geworfen wird.

4) Die Schaufelkunst (Fig. 73 und 74), eine Art Paternosterwerk, wird das Wasser nur auf geringere Höhen ohne allzu große Verluste befördert. Da die Schaufeln nicht genau an die Wandungen der Steigröhre anschließen können, so wird ein bedeutender Theil des Wassers bei einigermaßen größern Druckhöhen durch die Zwischenräume herausgepreßt.

5) Die Wasserschnecke oder archimedische Spirale (Fig. 75) besteht in einer spiralförmig um eine geneigte Axe gewundenen Röhre, welche mittelst einer Kurbel in Umdrehung gesetzt wird. Die Schraube muß so gestellt sein, daß deren Gänge nicht blos steigen, sondern auch fallen und ihr unteres Ende muß bis zu einer bestimmten Tiefe ins Unterwasser eintauchen. Die Röhre nimmt alsdann bei jeder Umdrehung ein bestimmtes Wasservolumen auf, das während der Umdrehung immer höher steigt und schließlich an ihrem obern Ende ausfließt.

Die Wassermenge V hängt vom Querschnitt der Röhre und von der Länge l eines wasserhaltenden Bogens ab und läßt sich, wenn die Weite F der Röhre in Hinsicht auf den Durchmesser des Cylinders klein ist, gleich F l setzen.

Besteht die Vorrichtung nur aus einer einzigen Schlange oder Spirale, und macht dieselbe u Umdrehungen per Minute, so ist das per Secunde gehobene Wasserquantum Q:

$$Q = \frac{u}{60}V = \frac{u}{60}Fl.$$

Hat dagegen die Vorrichtung mehrere Spiralen, um dieselbe Axe laufend, so ist

$$Q = \frac{nu}{60}V = \frac{nu}{60}Fl \text{ (wobei n = Anzahl der Spiralen)}$$

und die zur Umdrehung der Schnecke erforderliche Arbeit L, wenn h die die Förderhöhe bezeichnet, ist:

$$L = \frac{1000\,n\,u\,F\,l\,h}{60} \text{ Kilogrmet.}$$

Damit die sich drehende Schnecke wirklich Wasser mit sich empornehme, ist es nöthig eine Bedingung zu erfüllen und zwar:

Soll der Steig- oder Windungswinkel des Schraubenrohres und der Standwinkel, d. h. der Neigungswinkel ihrer Axe zusammen noch nicht einen rechten Winkel (90°) betragen.

6) Die Holländische Wasserschraube (Fig. 76) oder die sogenannte Tonnenmühle besteht in einer Schraubenfläche mit vollständiger Umhüllung. Die Schraube hat zwei oder mehr Spiralen, beruht aber sonst auf demselben Princip wie die Wasserschnecke. In Holland werden dieselben in großer Anzahl zum Trockenlegen von Niederungen angewendet, haben eine Spindellänge von 3 bis 6 Meter, eine Spindeldicke von 150 bis 300 Millim. und einen äußern Durchmesser von $^1/_2$ bis 1 Meter.

Die Windungen erhalten am Umfang eine Steigung von 10 bis 30 Grad, die Spindelaxe eine Steigung von 30 bis 35 Grad.

Ist h die Höhe eines Schraubenganges, n_1 die Anzahl der Schraubengewinde, und h_1 der parallel der Axe gemessene Abstand derselben von einander, a der Neigungswinkel der Schraubenfläche, so ist

$$h = 2\pi r \operatorname{tang} a = n_1 h_1.$$

$$n_1 = \frac{2\pi r \operatorname{tang} a}{h_1}.$$

Die Anzahl der Schraubengänge eines und desselben Gewindes ist auf die Länge l der Spindel:

$$n = \frac{l}{h} = \frac{l}{n_1 h_1}.$$

Die Wasserschraube ist einer der vollkommensten Apparate zur Wasserbeförderung und ihr Wirkungsgrad ist mindestens auf 75 Procente anzunehmen.

§ 43.

1) Zum Fördern des Wassers auf größere Höhen werden allgemein die Pumpen angewendet, die in der gegenwärtigen Zeit in einer großen Anzahl Variationen ausgeführt werden, obwohl diese Variationen alle auf demselben Principe beruhn.

Fig. 77 zeigt eine gewöhnliche einfach wirkende Brunnenpumpe. Der dichtschließende Kolben E wird mittelst des Hebels A auf- und niederbewegt, saugt beim Aufgange das Wasser aus der Tiefe durch das Ventil F. Beim Niedergange des Kolbens schließt sich das Ventil E, die beiden Klappenventile des Kolbens öffnen sich nach oben

und es wird das zwischen E und F befindliche Wasser durch den Kolben hindurch über denselben gepreßt. Beim nun erfolgenden Aufgang des Kolbens schließen sich die Ventile desselben, F öffnet sich wieder, das Wasser über E wird nach dem Ausflusse K oder in ein Druckrohr L emporgehoben, während unter dem Kolben eine neue Wassersäule angesogen wird.

Das Ventil F soll sich unmittelbar unter der tiefsten Kolbenstellung und höchstens $^4/_5$ der Wasserbarometerhöhe über dem Unterwasserspiegel befinden, also im Maximum 8 Meter.

Bei der Feuerspritze (Fig. 78) sind zwei einfach wirkende Pumpencylinder a und a_1 neben einander angebracht, deren Druckrohre c in einem gemeinschaftlichen Windkessel d einmünden, aus welchem das Wasser durch das Druckrohr d in die Schläuche geführt wird. Die Saugventile beider Pumpencylinder münden in ein gemeinschaftliches Saugrohr i.

Die Pumpenkolben in den oben offenen Cylindern werden bekanntlich durch einen Balancier AB auf- und niederbewegt.

Bezeichnet bei einer einfach wirkenden Pumpe F den Inhalt des Kolbenquerschnittes, s den Kolbenhub, n die Anzahl der Hübe per Minute, so wäre das gelieferte Wasserquantum per Secunde:

$$Q = \frac{n}{60} F s = \frac{F v}{2},$$

wenn v die mittlere Kolbengeschwindigkeit per Secunde bezeichnet. Allein der Wasser-Verluste durch die Ventile wegen muß in der Praxis dieses theoretische Wasserquantum mit $u = 0{,}85$ multiplicirt werden, um der Wirklichkeit zu entsprechen; es ist also:

$$Q = \frac{u n F s}{60} = \frac{u F v}{2} = 0{,}85 \frac{F v}{2} = 0{,}425 F v$$

und es wird dann der einer verlangten Wassermenge entsprechende Kolbenquerschnitt:

$$F = \frac{2 Q}{u v} = 2{,}353 \frac{Q}{v}$$

oder der Durchmesser d des Kolbens:

$$d = \sqrt{\frac{4 F}{\pi}} = 1{,}1284 \sqrt{F}.$$

Bei einer doppelt wirkenden Pumpe wird dagegen:

$$Q = u\frac{2nFs}{60} = uFv = 0{,}85\,Fv.$$

$$F = \frac{Q}{uv} = 1{,}1765\,\frac{Q}{v}; \quad \text{und} \quad d = \sqrt{\frac{4F}{\pi}} = 1{,}1284\sqrt{F}.$$

2) Die Centrifugalpumpe dient zur Förderung des Waſſers auf mäßige Höhen durch die Einwirkung der Centrifugalkraft. In einem Gehäuſe EF (Fig. 80) iſt ein ſich ſchnell um ſeine Axe drehendes Rad A angebracht, welches an ſeinem äußern Umfange mit gebogenen Schaufeln i verſehn iſt. In Fig. 81 ſind dieſe Schaufeln in ihrem richtigen Größenverhältniſſe zum Rade erſichtlich. Das Gehäuſe iſt ſo angeordnet, daß das zu fördernde Waſſer zu beiden Seiten in der Nähe der Radaxe in das Rad eintreten kann und ſodann von den gebogenen Schaufeln erfaßt und durch die Centrifugalkraft nach dem äußern Umfang des Rades geſchleudert, aus dem den äußern Umfang einſchließenden Raume EF ins Druck- und Steigrohr gelangt. Die Centrifugalpumpe kann daher nicht wirken, wenn das Rad nicht wenigſtens theilweiſe ins Förderwaſſer eintaucht, und wo die Pumpe in Folge der localen Verhältniſſe nicht gleich im Unterwaſſer aufgeſtellt werden kann, iſt es nothwendig, ein Bodenventil im Saugrohr anzubringen, um durch eine im Gehäuſe angebrachte leicht ſchließbare Oeffnung das ganze Gehäuſe mit dem Saugrohr mit Waſſer anfüllen zu können, denn die ſaugende Wirkung der Pumpe bei ihrer Umdrehung in der Luft genügt meiſtens kaum, um das Bodenventil zu heben.

Dieſe Anfüllung der Centrifugalpumpe vor der Ingangſetzung wird, wo die Verhältniſſe es geſtatten, mit Hülfe eines Injectors oder einer Dampfſtrahlpumpe bewirkt und zeigt Fig. 82 die Anordnung einer ſolchen bei einer gewöhnlichen Anlage einer Centrifugalpumpe. Es iſt hier C das Pumpengehäuſe mit dem Rade; h das Saugrohr; e das Druckrohr; b der Injector, in welchen bei C_1 das Dampfzuleitungsrohr einmündet.

Zur Beſtimmung der Größen- und Geſchwindigkeitsverhältniſſe einer Centrifugalpumpe hat man ſich zu erinnern, daß das Waſſer mit einer Preſſung ins Steigrohr treten ſoll, welche mindeſtens gleich der einer Waſſerſäule von der Förderhöhe h iſt.

Bezeichnet: h die Förderhöhe he (Fig. p); hC die Saughöhe = h_1; Ce die Druckhöhe = h_2,

R den äußern und R_2 den innern Radhalbmeſſer,

d die Umfangsgeſchwindigkeit des Rades am innern und d_2 diejenige am äußern Umfang des Rades,

c_1 die relative Geschwindigkeit des eintretenden Wassers,
c_2 " " " " " austretenden "
U die absolute Eintrittgeschwindigkeit des Wassers in das Rad,
U_2 " " Austritt " " " aus dem Rade,
β den Winkel der Radcurven mit dem innern Radumfange,
β_2 " " " " " " äußern "
a den Winkel, unter welchem das Wassers in die Canäle eintritt,
a_2 " " " " " " das Rad verläßt, derselbe ist gewöhnlich 90°, das heißt das Wasser tritt radial in die Canäle ein,

F und F_2 den normalen Querschnitt sämmtlicher Radcanäle beim Ein- und Austritt,

Q die Wassermenge, welche in der Zeiteinheit gefördert werden soll,

i und i_1 die innere und äußere Höhe des Rades (der Canäle),

so ist:

$$c = U\frac{\sin a}{\sin\beta};\quad d = U\frac{\sin(a+\beta)}{\sin\beta}.$$

$$U = d\frac{\sin\beta}{\sin(a+\beta)} \quad \ldots \quad 1)$$

$$c_2 = U_2\frac{\sin a_2}{\sin\beta_2};\quad d_2 = U_2\frac{\sin(a_2+\beta_2)}{\sin\beta_2}.$$

$$U_2 = d_2\frac{\sin\beta_2}{\sin(a_2+\beta_2)} \quad \ldots \quad 2)$$

In den meisten Fällen ist $a = 90°$, nämlich überall, wo das Wasser nicht durch einen besondern Leitapparat ins Rad eintritt.

Ebenso läßt man das Wasser gewöhnlich radial vom Rade wegströmen, d. h. es ist U_2 nicht sehr weit von 90° entfernt.

Für beliebige Werthe von a_2 wird:

$$U_2 = \sqrt{g\,h\frac{\sin\beta_2}{\cos a_2\sin(a_2+\beta_2}} \quad \ldots \quad 3)$$

$$d_2 = \sqrt{g\,h\frac{\sin(a_2+\beta_2)}{\cos a_2\sin\beta_2}} \quad \ldots \quad 4)$$

$$d = \frac{R}{R_2}d_2 \quad \ldots \quad 5)$$

$$c_2 = \frac{i}{i_1}\cdot\frac{R}{R_2}\cdot\frac{\sin a}{\sin\beta_2}U \quad \ldots \quad 6)$$

$$F = 2\pi R\,i\sin a.$$

$$F_2 = 2\pi R_2\,i_2\sin a_2 \quad \ldots \quad 7)$$

wobei i und i_2 die innere und äußere Radhöhe bezeichnet.

Wenn das Schaufelrad wie gewöhnlich nicht mit einem besondern Ablenkungsapparat versehen ist, um das Wasser aus den verschiedenen radialen Austrittrichtungen ohne Stoßverlust in das Druckrohr abzulenken, so ist die Geschwindigkeit U_2 zur Bewältigung der Förderhöhe h verloren und es wird die Nutzleistung der Pumpe bei 10 Procent Reibungsverluste und Verlust an Wasser durch die Spalten

$$y = 0{,}9 \frac{h}{h + \frac{U_2^2}{2g}} \quad \ldots \quad 8)$$

und die erforderliche Betriebskraft der Pumpe

$$Nn = \frac{h + \frac{U_2^2}{2g}}{0{,}9\ h} \quad \ldots \quad 9)$$

Anmerkung. Der Verfasser verweist an dieser Stelle auf sein über die Theorie, Construction und Anlage der Centrifugalpumpen bei H. Costenoble erscheinendes Werkchen hin, in welchem Ausführlicheres über die verschiedenen Constructionen ꝛc. zu entnehmen ist.

§ 44.

Benützung des Wassers als bewegende Kraft.

A. Wir haben schon früher gesehn, daß die mechanische Arbeit einer vorhandenen Wasserkraft, wenn die Wassermenge per Secunde in Cubikmetern mit Q und das Gefälle oder die verticale Distanz der beiden Wasserspiegel mit H bezeichnet wird

$$\frac{1000\,Q\,H}{75}$$ Pferdekräfte beträgt.

Natürlich läßt sich diese mechanische Arbeit dem Wasser nicht ganz vollständig entziehn, weil dabei Bedingungen erfüllt werden müßten, die in der Wirklichkeit nicht realisirbar sind; weil ferner auch bei der Bewegungsübertragung vom Motor auf die Transmission ein Theil der aufgefangenen Arbeit verloren geht, resp. durch Reibungswiderstände absorbirt wird.

Man hat nun schon mannigfaltige Vorrichtungen und Motoren erdacht, durch welche der Effect einer Wasserkraft nutzbar gemacht, d. h. dem Wasser entzogen werden kann.

Dieses letztere kann nun auf zwei ganz von einander verschiedene Arten stattfinden. Auf dem einen Wege läßt man das Wasser mit der ganzen der vorhandenen Druckhöhe entsprechenden Geschwindigkeit aus-

fließen, läßt also den ganzen Effect der Wasserkraft zuerst in Geschwindigkeit oder in lebendige Kraft übergehn, welche dann dem Wasser durch die sogenannten Turbinen entzogen wird, wozu gewöhnlich die durch den einseitigen Wasseraustritt hervorgerufene Reaction benützt wird. Oder es wird, wenn die Reaction des ausfließenden Wassers nicht zur Umwandlung seiner lebendigen Kraft benützt wird, der Wasserstrahl mit seiner ganzen Geschwindigkeit gegen eine ebene oder gebogene Fläche geleitet, welche vor dem auf sie eindringenden Strahle mit einer bestimmten Geschwindigkeit zurückweicht und den Druck, welchen der Wasserstrahl gegen sie ausübt, als mechanische Arbeit weiter überträgt.

Außer den erwähnten giebt es aber noch eine Methode, die lebendige Kraft des Wassers in mechanische Arbeit umzuwandeln, ohne daß dabei ein Stoß des Wassers stattfindet, und ohne daß das Wasser durch sein Gewicht auf den Motor wirkt. Es ist das diejenige Methode, welche in der neusten Zeit ganz besonders der Einrichtung der hydraulischen Motoren zu Grunde gelegt wird und die in den meisten Fällen vorzügliche Resultate ergiebt.

Diese Methode besteht nämlich darin, das Wasser mit seiner vollen lebendigen Kraft, d. h. mit seiner vollen Geschwindigkeit ohne Stoß auf gekrümmte Flächen zu leiten, welche das Wasser in sanften Curven ablenken und, indem sie demselben mit einer bestimmten Geschwindigkeit ausweichen, den Druck desselben aufnehmen, so daß es diese Flächen nur mit ganz geringer absoluter Geschwindigkeit verläßt. Das Wasser wirkt also dabei durch *reine Action*, ohne jede Reaction, und die Motoren heißen aus diesem Grunde Actionsturbinen, im Gegensatze zu den bereits früher in § 16 erwähnten Reactionsturbinen.

In ihrer allgemeinen Anordnung sind diese beiden principiell wesentlich verschiedenen Motoren ganz gleich und, obwohl der zweite Theil dieses Werkes die Turbinen ganz speciell behandeln wird, soll am Ende dieses Paragraphen etwas näher auf dieselben eingegangen werden.

Dagegen müssen wir zuerst die Motoren der beiden ersten Arten, wo nämlich das Wasser theils durch Gewicht, theils durch Stoß wirkt, noch etwas näher betrachten; wenn auch allerdings nur in ihrer allgemeinen Anordnung.

B. Anwendung des Gewichts und Stoßes einer Wassermasse als bewegende Kraft.

1) *Das Stoßrad* oder Löffelrad (Fig. 83) besteht aus einer Anzahl ebener oder gebogener Schaufeln an einer verticalen Axe. Das

Wasser fließt in einem schiefen Gerinne direct gegen die Schaufeln zu und zwar rechtwinklig auf die Fläche derselben in der Umdrehungsebene. Bei seinem Fallen in dem sehr schief gestellten Gerinne erlangt das Wasser nahe die der Druckhöhe entsprechende Fallgeschwindigkeit $\sqrt{2gh}$ und trägt beim Stoß auf die in Folge der Drehung des Rades mit einer gewissen Geschwindigkeit vor dem Wasserstrahl zurückweichenden Schaufelflächen einen Theil seiner lebendigen Kraft auf diese über.

Nun beträgt dieser Druck auf die Schaufeln, wenn die mittlere Umfangsgeschwindigkeit derselben c, die Wassermenge per Secunde Q, das Gefälle h und die Ausflußgeschwindigkeit des Wassers am Ende des Gerinnes v ist:

$$P = \frac{2(v-c)^2}{2g} F G = (v-c)\frac{Q}{g} G$$

wenn F der Querschnitt des Wasserstrahles und G das Gewicht der Cubikeinheit Wasser bezeichnet. Die Arbeit, welche durch den Stoß auf das Rad übertragen wird, ist also

$$L = P c$$

und zwar wird diese übertragene Arbeit ein Maximum für $c = \frac{1}{2} v$, d. h. wenn die Umdrehungsgeschwindigkeit des mittlern Schaufelumfanges die Hälfte der Zuflußgeschwindigkeit des Wassers beträgt. (Siehe Litera D dieses Paragraphen.)

Gewöhnlich werden diese Stoßräder, und zwar besonders im südlichen Frankreich, direct an die verticalen Drehungswellen der Mühlsteine angebracht und leisten da bei ihrer außerordentlichen Einfachheit ganz gute Dienste.

2) Das Oberschlächtige Wasserrad (Fig. 79) besteht aus einer Anzahl Kübel oder Zellen, welche auf dem Umfange des Rades angebracht sind und in welche das Wasser auf dem höchsten Puncte des Rades einfließt. Das Wasser wirkt hier einzig durch sein Gewicht auf das Rad, indem die gefüllten Kübel oder Zellen auf der hintern Seite des Rades am Umfange desselben niedersinken und so das Rad drehen. Die Bewegung wird durch einen seitwärts am Radumfange angebrachten Zahnkranz A und einen Kolben B weiter übertragen, wobei die langsame Umdrehungsgeschwindigkeit von 2 bis 3 Meter, welche diese Räder nicht übersteigen sollen, gleichzeitig ins Schnelle übersetzt wird.

3) Das Unterschlächtige Wasserrad (Fig. 84). Dasselbe hat an seinem äußern Umfange eine Anzahl radial gestellte Schaufeln, auf welche das durch eine Schütze gespannte und mit der ganzen der Druckhöhe entsprechenden Geschwindigkeit $\sqrt{2gh}$ zufließende Wasser wie

bei dem Stoßrade (Fig. 80) stößt und dabei einen Theil seiner lebendigen Kraft auf das Rad überträgt. Auch hier wird die Arbeit des Rades $= P c$ und ist theoretisch im Maximum für $c = \frac{1}{2} v$. In Wirklichkeit aber soll wegen der Wasserverluste c nicht über 0,4 v sein.

In Folge seiner Einfachheit und Billigkeit findet dieses Rad für ganz kleine Gefälle vielfache Anwendung.

4) Mittelschlächtige Wasserräder (Fig. 85 und 86). Bei diesen tritt das Wasser zwischen dem Ober- und Unterwasserspiegel in das Rad ein, welches bei mittlern Gefällen Anwendung findet. Bei dem Rade (Fig. 85) wird das Wasser vor seinem Eintritt ins Rad durch eine Schütze gespannt, so daß es mit bedeutender Geschwindigkeit ins Rad einfließt, dabei durch seinen Stoß gegen die zurückweichenden Schaufeln einen Druck ausübt und durch den Rest der Gefällhöhe noch vermöge seines Gewichtes auf das Rad einwirkt.

Das Wasser wirkt also bei diesem Rade theils durch Stoß, theils durch sein Gewicht und muß durch ein das Rad genau umschließendes Gerinne genöthigt werden, innerhalb der Radschaufeln zu bleiben, die oft radial und gerade, besser aber etwas gebrochen und mit dem äußern Theil schief aufwärts stehn.

Bei dem Rade (Fig. 86) fließt das Wasser über einen verstellbaren Ueberfall in das Rad, wirkt also einzig durch sein Gewicht auf das Rad ein. Auch in diesem Falle muß das Rad von einem genau schließenden Gerinne umgeben sein, damit das Wasser nicht nutzlos am äußern Umfange entweicht.

5) Poncelets Wasserrad (Fig. 87). Dieses Rad gehört seiner Wirkungsweise nach bereits zu den Turbinen, obwohl es in der Regel unter den Wasserrädern aufgeführt wird.

Das durch eine Schütze wie beim unterschlächtigen Wasserrade gespannte Wasser fließt mit der ganzen seiner Druckhöhe entsprechenden Geschwindigkeit gegen das Rad ein. Dasselbe ist aber nicht mit radialen flachen Schaufeln versehn, wie das Unterschlächtige, sondern es hat derart gekrümmte Schaufeln, daß das Wasser ohne Stoß zwischen dieselben eintritt, an denselben vermöge seiner lebendigen Kraft in die Höhe schießt und dabei ohne Stoß einen Theil seiner lebendigen Kraft verliert, indem sich seine absolute Geschwindigkeit vermindert. Schließlich sinkt das Wasser durch sein Gewicht wieder nieder und wirkt vermöge des letztern auch noch auf die Schaufeln im Sinne der Radumdrehung. Die Hauptwirkung geschieht also bei diesem Rade ohne Stoß und Gewicht durch Action, ein kleiner Theil der Gefällshöhe wird durch das Gewicht des Wassers nutzbar gemacht.

C. Benützung der lebendigen Kraft des Wassers als bewegende Kraft.

Wie bereits am Anfange dieses Paragraphen hervorgehoben worden, kann die lebendige Kraft einer Wassermasse auf drei verschiedene Arten in stetige Arbeit umgewandelt werden und zwar a) durch Reaction; b) durch Stoß und c) durch Action.

a) Bewegende Kraft der Reaction und des Stoßes. Nach § 16 übt ein aus einem Gefäße ausfließender Wasserstrahl auf die der Ausflußöffnung gegenüber liegende Wand einen Druck aus, welcher Reactionsdruck genannt wird. Dieser Druck ist proportional der ausfließenden Wassermenge, dem Quadrate der Ausflußgeschwindigkeit und ist gleich dem doppelten Gewicht einer Wassersäule vom Querschnitte des ausfließenden Strahles und von einer Länge gleich der seiner Ausflußgeschwindigkeit entsprechenden Druckhöhe oder es ist:

$$P = \frac{2 F v^2}{2 g} G,$$

wenn F den Querschnitt des Strahles, v seine Geschwindigkeit und G das Gewicht der Cubikeinheit Wasser bezeichnet.

Eine Vergleichung dieses Reactionsdruckes mit § 26 zeigt, daß derselbe genau gleich ist dem Stoß des ausfließenden Strahles gegen eine ruhende, ihm senkrecht entgegenstehende Ebene und es folgt daraus daß die Größe dieses Reactionsdruckes für den Fall, daß das Gefäß sich mit einer gewissen Geschwindgkeit nach der Richtung dieses Druckes oder entgegengesetzt derselben bewegt, gleich ist dem Wasserdrucke desselben Wasserstrahles gegen eine ebene Fläche, die sich relativ zu dem Strahle ebenso bewegt wie das Gefäß.

Bewegt sich z. B. das Gefäß in der Richtung des Reactionsdruckes mit einer Geschwindigkeit c, so wird der Druck auf die zurückweichende Fläche

$$P = \frac{2 (v - c)^2}{2 g} F G$$

und wenn sich das Gefäß dem Reactionsdrucke mit derselben Geschwindigkeit c entgegenbewegt, so wird:

$$P = \frac{2 (v + c)^2}{2 g} F G.$$

D. Reactionsdruck und Druck durch Wasserstoß gegen eine ebene Fläche sind in allen analogen Fällen gleich.

Um nun zu sehn, welche Arbeitsgröße durch Reaction oder Druck durch Stoß auf eine bewegte Fläche übertragen wird, hat

man die obigen Formeln so umzuwandeln, daß statt des Querschnitts des Wasserstrahles die pro Zeiteinheit ausfließende Wassermenge in dieselbe eingeführt wird. Diese Wassermenge, welche in der Zeiteinheit zur Wirkung gelangt, ist offenbar $Q = F v$ und es wird daher die erste der obigen Formeln, wenn man statt $2 v^2 F$ den gleich großen Werth $2 v Q = 2 v \times F v$ einsetzt:

$$P = \frac{2 v}{g 2} Q G$$

Fließt nun die bewegliche Fläche mit einer Geschwindigkeit $c = \frac{1}{2} v$ in der Richtung des Druckes fort, so ist dieser Druck

$$P = \frac{2 (v - \frac{1}{2} v)}{2 g} Q G = \frac{2 (\frac{1}{2} v)}{2 g} Q G = \frac{v}{2 g} Q G.$$

Man erhält sonach die auf die Fläche übertragene mechanische Arbeit, wenn man diesen Druck auf die Fläche mit der Geschwindigkeit $\frac{1}{2} v$ derselben multiplicirt, d. h. es ist die übertragene oder an die Fläche abgegebene Arbeit

$$L = \tfrac{1}{2} v \times \frac{v}{2 g} Q G = \frac{\frac{1}{2} v^2}{2 g} Q G = \frac{v^2}{4 g} Q G.$$

Berücksichtigt man ferner, daß $\frac{v^2}{2 g} = h$ ist, so ergiebt sich schließlich die auf eine mit der Geschwindigkeit $\frac{1}{2} v$ zurückweichende Fläche abgegebene Arbeit zu

$$L = \tfrac{1}{2} h Q G$$

oder es ist dieselbe gleich der Hälfte der dem Wasser überhaupt innewohnenden mechanischen Arbeit.

E. Maximum der übertragenen Arbeit durch Reaction und Stoß der Wasserstrahlen.

Da der Reactions- und Stoßdruck eine Fläche immer nur in seiner eigenen Richtung, nicht aber entgegengesetzt derselben fortzuschieben strebt, so muß das Maximum der übertragenen Arbeit bei derjenigen Geschwindigkeit der zurückweichenden Fläche stattfinden, bei welcher das Product $c (v - c) \times 2$ den größten Werth erreicht.

Setzt man daher vorzugsweise $c = \frac{1}{3} v$, $\frac{1}{2} v$ und $\frac{2}{3} v$, so wird

$$\tfrac{1}{3} v \, 2 (v - \tfrac{1}{3} v) = \tfrac{4}{9} v^2$$
$$\tfrac{1}{2} v \, 2 (v - \tfrac{1}{2} v) = \tfrac{1}{2} v^2$$
$$\tfrac{2}{3} v \, 2 (v - \tfrac{2}{3} v) = \tfrac{4}{9} v^2,$$

d. h. es ist für die Geschwindigkeit $c = \frac{1}{2} v$ die übertragene Arbeit auf die bewegte Fläche im Maximum; denn welchen Werth man auch der Geschwindigkeit c geben kann, so fällt doch das Product $c \times 2 (v - c)$ niemals größer aus, als bei dem Werthe $c = \frac{1}{2} c$. Dieses Ergebniß ist für den Bau der hydraulischen Motoren von größter Wichtigkeit, indem durch einen nur mit Reaction oder mit Stoß wirkenden Motor dem Wasser im günstigsten Falle nur die Hälfte seiner innewohnenden Arbeitsgröße entzogen werden kann, wobei der Receptor sich mit einer Geschwindigkeit bewegen soll, welche gleich ist der Hälfte der der Druckhöhe des Wassers entsprechenden Ausflußgeschwindigkeit.

F. Reactions-Turbine.

Die Figuren 90 und 91 stellen einen früher vielfach angewendeten Motor, die sogenannte Schottische Turbine dar, in welcher das Wasser rein durch Reaction wirkt. Dasselbe wird durch eine Rohrleitung A (Fig. 90) einem beweglichen Rade B zugeführt, welcher drei Ausläufe d, e und f hat.

Das Rad ist um eine verticale Axe c beweglich und die Ausläufe sind so gestellt, daß der Reactionsdruck gerade in die Richtung der Umdrehung fällt.

Die Mündungen bewegen sich mit einer Geschwindigkeit $c = \frac{1}{2} v$ und es giebt somit das Wasser die Hälfte seiner Kraft an das Rad B ab, welches dieselbe mittelst eines Stirnrades d oder einer beliebigen andern Vorrichtung weiter zur nützlichen Verwendung überträgt.

In Folge der Reibungsverluste geht indessen noch ein weiterer Theil der dem Rade abgegebenen Arbeit verloren, so daß die Schottische Turbine nur etwa 30 bis 35 Procente von der absoluten Wasserkraft zu verwerthen gestattet, aus welchem Grunde dieselbe in neuerer Zeit nicht mehr gebaut wird, da nach dem Folgenden durch andere Motoren ein wesentlich größerer Theil an nützlicher Arbeit einer Wasserkraft entzogen werden kann, wobei aber das Wasser nicht mehr durch reine Rection, sondern wenigstens theilweise durch Action auf den Receptor einwirkt.

Die Schottische Turbine kommt hinsichtlich ihres Wirkungsgrades ganz einem unterschlächtigen Wasserrade gleich, da bei diesem das Wasser

durch Stoß wirkt, wobei die Schaufeln sich ebenfalls mit einer Geschwindigkeit $c = \frac{1}{2} v$ bewegen, so daß die vom Rade aufgenommene Arbeit im günstigsten Falle einschließlich der Reibungswiderstände und Wasserverluste gleich der Hälfte vom absoluten Werth der Wasserkraft werden kann.

G. Wirkung des Wassers durch Action.

Die Action eines Wasserstrahles bezeichnet die Wirkungsweise desselben auf gebogene Flächen ohne Reaction und ohne Stoß, sondern durch ruhigen stetigen Druck.

Wenn nämlich ein Wasserstrahl auf eine gebogene Fläche A (Fig. 93) trifft, deren Anfangsrichtung mit der Eintrittrichtung des Strahles zusammenfällt, so tritt nach § 16 der Strahl ohne Stoß in die Fläche ein, so daß er in Fig. f bei i mit derselben Geschwindigkeit, aber entgegengesetzt seiner ursprünglichen Richtung, austritt.

Bewegt sich nun aber die Fläche A vor dem eintretenden Wasserstrahle mit der Geschwindigkeit $\frac{1}{2} v$ des eintretenden Wassers und genau in der Eintrittrichtung fort, so ist die absolute Geschwindigkeit des Wassers beim Austritte i = Null, d. h. es ist die ganze Geschwindigkeit oder die ganze lebendige Kraft dem Wasser durch die Fläche entzogen worden, ohne daß irgend ein Verlust durch Stoß stattgefunden hat.

Eine so geformte und bewegte Fläche nimmt daher in Folge des auf dieselben ausgeübten stetigen Druckes, d. h. in Folge der Activa des durchfließenden Wasserstrahles, dessen ganze lebendige Kraft auf, was auch auf folgendem Wege anschaulicher nachgewiesen werden kann.

Der Wasserdruck durch Stoß auf die ruhend gedachte Fläche A ist nach § 27:

$$P = \frac{2 v^2}{g} F G,$$

d. h. das Doppelte desjenigen auf eine ebene Fläche.

Bewegt sich aber die Fläche mit einer Geschwindigkeit $c = \frac{1}{2} v$ in der Richtung des Strahles, so ist dieser Druck:

$$P = \frac{2 (v - \frac{1}{2} v)^2}{g} F G$$

oder wenn man wie unter D. dieses Paragraphen $Q = F v$ in diesen Ausdruck einsetzt:

$$P = \frac{2 (v - \frac{1}{2} v)}{g} Q G = \frac{v}{g} Q G.$$

Man erhält nun die an die Fläche abgegebene Wirkung, wenn man mit der Geschwindigkeit $\frac{1}{2}v$ der Fläche multiplicirt, wodurch man erhält:

$$P = \frac{1}{2}v \times \frac{v}{g} Q G = \frac{\frac{1}{2}v^2}{g} Q G = \frac{v^2}{2g} Q G = h Q G$$
$$= 1000 Q h \text{ Kilogrmet.}$$

H. Actionsturbinen.

Auf diesen Principe der Kraftabgabe des Wassers auf bewegte gebogene Flächen beruhn die vollkommenern der heut zu Tage in Anwendung befindlichen Turbinensysteme.

Denkt man sich nämlich mehrere nach Fig. f gebogene Canäle am Umfange eines beweglichen Rades angebracht, so hat man eine reine Actionsturbine. In Wirklichkeit ist aber die Anordnung dieser Canäle eine etwas andere, da die erwähnte Einrichtung sich nur mit Schwierigkeit für kleinste Wassermengen realisiren läßt. Gewöhnlich haben die meisten Turbinen die in den Fig. ik und l abgebildete Einrichtung. Die Fig. i und k zeigen eine sogenannte Fourneyron'sche Turbine, in welcher das Wasser aus einem Wasserkasten A durch ein verticales Rohr B zwei concentrisch ineinander liegenden Rädern C und D mit gekrümmten Schaufeln zugeführt wird, welche letztere es in horizontaler Richtung durchfließt. Bei der Turbine nach Jonval oder Hentschel dagegen (Fig. 93) liegen die Räder übereinander, so daß das Wasser ohne seitliche Ablenkung direct aus dem Wasserkasten A in den Abflußgraben D gelangen kann. Bei beiden Rädern ist die Wirkungsweise des Wassers dieselbe und soll daher hier nur die letztere Anordnung als die gewöhnlich angewendete hier näher betrachtet werden, indem wir zunächst auf die eigentliche Anordnung der Räder selbst übergehn.

Das obere der beiden übereinander liegenden Räder A und B ist unbeweglich und nach Fig. m mit gebogenen Schaufeln (sogenannten Leitschaufeln) versehn, welche das Wasser von der verticalen Richtung ablenken und demselben eine Richtung ertheilen, welche für seine Wirkung auf das untere bewegliche oder Laufrad (Receptor) vortheilhaft ist. Nur durch eine solche Ablenkung kann ein Eintritt des Wassers ins Laufrad ohne Stoß erzielt werden. Das Laufrad B ist mit Schaufeln versehn, welche nach der entgegengesetzten Richtung der Leitschaufeln gebogen sind.

Ist nun im Leitrade A (Fig. m) das Wasser soweit von der verticalen Richtung abgelenkt worden, daß es in der Richtung ic mit der

der Druckhöhe entsprechenden Geschwindigkeit $v = \sqrt{2gh}$ in das Turbinenrad B eintritt, und dreht sich dieses letztere so schnell um seine Axe, daß der Mittelpunct der Canäle in einer Secunde sich von b nach a in der Richtung des Pfeiles bewegt, so müssen die Canäle des Laufrades die obere Ebene desselben in der Richtung c b durchschneiden, wenn das Wasser ohne Stoß in das Rad eintreten soll, was für eine vortheilhafte Wirkung erforderlich ist.

Die Eintrittsgeschwindigkeit v ist alsdann die Composante der Componenten i c und a b und das Wasser tritt relativ gegen das Rad in der Richtung und mit der Geschwindigkeit c b in die Radcanäle ein.

Mit dieser relativen Geschwindigkeit durchfließt das Wasser die Radcanäle ohne Verlust, so daß die Geschwindigkeit $a_2 f$, mit welcher er relativ die Canäle verläßt, gleich ist der Geschwindigkeit c b.

Trägt man nun die Umfangsgeschwindigkeit des Rades $a_2 b_2 = a b$ auf, so zeigt die Composante $b_2 f$ der beiden Componenten $a_2 b_2$ und $a_2 f$ die Größe und Richtung der absoluten Geschwindigkeit an, mit welcher das Wasser sich nach dem Austritt aus dem Rade bewegt.

Während daher das Wasser mit der constanten relativen Geschwindigkeit $c b = a_2 f$ die Radcanäle durchströmt, sich aber gleichzeitig mit dem Rade in der Umdrehungsrichtung desselben bewegt, so beschreibt es im Raume eine sanft gebogene Curve b g und gleichzeitig vermindert sich seine absolute Eintrittsgeschwindigkeit i c zu derjenigen $b_2 f$, mit welcher er das Rad verläßt.

Bei den meisten guten Turbinen erhalten sich diese beiden letztern Geschwindigkeiten annähernd wie 4 : 1 und da die lebendige Kraft einer Wassermasse dem Quadrate der Geschwindigkeit derselben proportional ist, so verhalten sich die lebendige Kräfte beim Ein- und Austritt wie $4^2 : 1^2$ oder wie 16 : 1.

Das Wasser giebt also bei seinem Durchgange durch das Rad volle $^{15}/_{16}$ oder 94 Procente seiner ihm innewohnenden Arbeit an dasselbe ab, während die übrigen 6 Procent durch die absolute Austrittgeschwindigkeit $b_2 f$ verloren gehn.

Von diesen 94 gewonnenen Procenttheilen nützlicher Arbeit gehn aber immerhin noch 15 bis 20 Procent als Reibungswiderstände verloren, so daß die wirkliche Nutzleistung einer solchen Turbine nicht über 75 bis 80 Procent beträgt.

Ganz auf dieselbe Weise wirkt das Wasser beim Durchgange durch die beiden concentrisch in einander liegenden Rädern der Turbine Fig. i und k.

Turbinen, in welchen das Wasser auf die angegebene Weise mit reiner Activa wirkt, dasselbe also mit der vollen seiner Druckhöhe entsprechenden Geschwindigkeit $\sqrt{2gh}$ ins Laufrad eintritt, sind erst in der neusten Zeit (zuerst von Zuppinger bei dem Tangentialrade, später von Girard bei allen Turbinen) allgemein angewendet worden.

Bei den Turbinen von Jonval und Fourneyron waren die Constructionsverhältnisse des Leit- und Schaufelapparates so gewählt, daß die Eintrittgeschwindigkeit kleiner war als $\sqrt{2gh}$, so daß nur ein Theil der dem Wasser innewohnenden lebendigen Kraft in Geschwindigkeit verwandelt wurde, der andere Theil aber durch Reaction auf das Rad einwirkte, so daß man diese auch jetzt noch häufig angewendeten Turbinen als gemischte Turbinen bezeichnen kann.

§. 45.

Das neue Wasserwerk in Marly.

Ein interessantes Beispiel für die Benutzung des Wassers als bewegende Kraft, sowie der Benutzung der einfachwirkenden Pumpe zur Förderung des Wassers auf bedeutende Höhe, bietet das neue Wasserwerk in Marly dar, welches Fig. 88 in perspectivischer Ansicht darstellt.

Dieses Wasserwerk hat den Versailler Wasserkünsten das Wasser zu liefern und deshalb aus der Seine eine Wassermasse von 12000 Cubikmeter täglich auf eine Höhe von 150 Meter zu fördern. Diese Druckhöhe entspricht einer Spannung von 15 Atmosphären.

Fünf Wasserräder von 12 Meter Durchmesser und $4\frac{1}{2}$ Meter Breite sind in Marly nebeneinander in einer Reihe angebracht. Das Gefälle ist gering, das Wasser der Seine wird durch Schützen gespannt. Die Wasserräder laufen in steinernem Gerinne und haben flache, radial gestellte Schaufeln. Jedes Wasserrad betreibt vier einfach wirkende Pumpen von 39 Centimeter innerer Weite. Fig. 86 zeigt den Verticalschnitt derselben. C ist der Pumpenkolben, welcher direct mittelst einer auf der Wasserradwelle sitzenden Kurbel getrieben wird. Auf jeder Seite der Kurbel ist übrigens eine Pumpe angebracht, um die Ungleichheit

der Widerstände auszugleichen. Die Pumpencylinder haben drei Centimeter Wandstärke.

E ist das Saugrohr, a das Saugventil, b die beiden Klappen-Druckventile.

§ 46.

Wassersäulen-Maschinen.

In den meisten Fällen werden Wasserräder oder Turbinen angewendet, wenn es sich um die Nutzbarmachung von Wasserkräften handelt; doch kommen auch wieder Fälle vor, wo es vortheilhafter ist, das Wasser auf den Kolben eines Pumpencylinders wirken zu lassen und die hin- und hergehende Bewegung desselben entweder in eine rotirende zu verwandeln, was bei der Benutzung kleiner Wasserkräfte für die Kleinindustrie geschieht; oder aber die gradlinige Bewegung des Kolbens direct zum Betriebe von Pumpen zu verwenden, wie dieses in Bergwerken gewöhnlich der Fall ist.

Die Wassersäulenmaschinen eignen sich vorzüglich als Kraftmaschinen für Pumpwerke, da sie diejenige Bewegungsweise und Geschwindigkeit haben, welche die Pumpen gerade erfordern.

Die Wassersäulenmaschinen für Kleinindustrie werden vorzugsweise nur in einer Kraft von ein bis zwei Pferdekräften gebaut und sind, da sie sowohl als Motor, wie auch bei einer vorhandenen Betriebskraft als Pumpe gebraucht werden können, zu den mannigfaltigsten Zwecken brauchbar.

Die Fig. 94 bis 96 stellen eine solche zweicylindrige Maschine dar, wie sie die meiste Verbreitung gefunden haben. Fig. 96 zeigt die Anordnung der Zu- und Ablaufkanäle. Die beiden um die Zapfen r oscillirenden Cylinder h wirken mit ihren mit Leder abgedichteten Kolben i k und den Kolbenstangen i auf zwei in zwei rechten Winkeln zu einander stehende Kurbeln einer horizontalen Welle t mit starkem Schwungrade m.

Die Cylinder, deren Anordnung am besten aus Fig. 96 ersichtlich ist, ruhen mit ihrem untern blankgedrehten, kreisförmig begrenzten Ende auf dem Bodenstück h auf, lassen sich aber, um die Zapfen r oscillirend, leicht auf dem Bodenstücke hin- und herschieben.

Der Raum des Bodenstückes unter den Cylindern ist in zwei getrennte Abtheilungen oder Kammern f und g abgetheilt, in welch letztere g das Betriebswasser freien Zutritt hat, während die erstere f dazu

beſtimmt iſt, das Waſſer nach ſeinem Austritte aus dem Cylinder aufzufaſſen und durch das Ablaufrohr e wegzuſchaffen.

Aus der Kammer g tritt das Betriebswaſſer durch die Oeffnung b in den Cylinder h ein, treibt den Kolben nach oben, wobei in Folge der Drehung der Schwungradwelle der Cylinder aus ſeiner in der Z auf g angegebenen Lage oben nach rechts, unten nach links oscillirt, wodurch die Eintrittsöffnung b geſchloſſen und die Oeffnung a des Cylinders über diejenige c der Ablaufkammer zu liegen kommt, wonach das Waſſer frei aus h und f durch e abfließt.

In dem Augenblicke, wo die Oeffnung a des einen Cylinders über diejenige c gelangt, hat der andere Cylinder die entgegengeſetzte Stellung angenommen, ſo daß deſſen Oeffnung ſich über der Eintrittsöffnung befindet. Während daher der Kolben des zweiten Cylinders in die Höhe gedrückt wird, wird der Kolben des erſten Cylinders herniederbewegt und das unter f befindliche Waſſer in die Ablaufkammer f gepreßt, von wo es frei abfließt.

Die Cylinder ſind alſo einfachwirkend.

Zum vortheilhaften Betrieb einer ſolchen Maſchine iſt ein Waſſerdruck von 50 bis 150 Fuß oder circa 15 bis 50 Meter Waſſerſäulenhöhe erforderlich.

Soll die Maſchine zum Anſaugen und Fortdrücken von Waſſer benutzt werden, ſo wird einfach das Schwungrad mittelſt eines Riemens in Umdrehung geſetzt, wobei das Waſſer durch das Einlaufrohr d angeſogen und durch das Ablaufrohr e fortgedrückt wird.

Eine in neueſter Zeit in Anwendung gekommene und allgemein für die Zwecke der Kleininduſtrie verwendete Maſchine (ein ſogenannter Waſſermeter) zeigt Fig. 95a auf Tafel 10.

Der Cylinder iſt horizontal gelagert, die Maſchine überhaupt wie eine horizontale Dampfmaſchine angeordnet und das Speiſerohr (Waſſerzulaufrohr) iſt mit einem Windkeſſel d verſehen, aus welchem das Waſſer durch ein Rohr g in den um i oscillirenden Cylinder eintritt. Fig. 95b, Tafel 9 iſt eine ähnliche, aber zweicylindrige Maſchine dieſer Art.

Die Fig. 96b und 97 ſtellen eine einfachwirkende Waſſerſäulenmaſchine dar, welche von Junker für das Bergwerk Huelgoat in der Bretagne ausgeführt wurde.

Der oben offene und unten geſchloſſene Druckcylinder BB iſt mit einem gut gedichteten, der ganzen Länge des Cylinders nach beweglichen Kolben A verſehen, deſſen Kolbenſtange i durch die Stopfbüchſe u des Bodens hindurchgeht und die vom Waſſer auf den Kolben A übertragene Kraft weiter übertragen ſoll. Das Kraftwaſſer, welches die

Maschine in Bewegung setzen soll, wird durch das Rohr C zugeführt, gelangt zunächst in den Cylinder p und tritt durch die am Boden des Preßcylinders angebrachte Oeffnung D in den letztern ein.

Der Druck des Wassers auf den Kolben findet also von der untern Seite statt und nachdem der Kolben seine höchste Stellung erreicht hat, muß die Oeffnung D, resp. der Raum unter dem Kolben A vom Zuflußrohre C abgeschlossen und mit dem Ablaufrohre G in Verbindung gesetzt werden. Zu diesem Zwecke sind in dem Steuercylinder p die beiden Kolben E und F an einer gemeinschaftlichen Kolbenstange o angebracht, von denen der obere F nur dazu dient, den vom Druckwasser auf den Kolben E ausgeübten Druck aufzuheben oder zu contrebalanciren. Der untere Kolben E ist also der eigentliche Steuerkolben, und wenn dieser seine tiefste Stellung (Fig. 96b) erreicht hat, kann das Druckwasser ungehindert aus C unter den Kolben A gelangen und auf denselben wirken, während in der höchsten Stellung des Kolbens E das Zuflußrohr C vom Cylinder B abgeschlossen ist und das Ablaufrohr G nun mit demselben in Verbindung steht.

Es handelt sich also darum, dem Kolben E eine regelmäßige hin- und hergehende Bewegung zu ertheilen. Um dieses zu bewerkstelligen, ist der Durchmesser des Kolbens F etwas größer als derjenige E, so daß die beiden Kolben in Folge des größern Wasserdruckes auf F trotz ihres Gewichtes das Bestreben haben, in die Höhe zu steigen, sobald sie nichts daran verhindert. Sollen nun die beiden Kolben sich abwärts bewegen, so hat man nur den Raum über dem Kolben F mit demjenigen des Cylinders p in Verbindung zu setzen, wozu das Rohr H dient.

Sobald der Raum über dem Kolben F mit p communicirt, ist ein Theil des Druckes von unten auf F aufgehoben, und der Druck auf E überwiegt denjenigen auf F, da der obere Durchmesser von F kleiner ist, als derjenige von E. Ein besonderer Steuermechanismus setzt nun den Raum über F abwechselnd bald mit dem Cylinder p, bald mit dem Ablaufrohre G in Verbindung.

Zwei kleine Kolben K und L sind in einem Cylinder angebracht, welcher zwischen dem Rohre H und der Oeffnung J des Cylinders p_1 liegt.

Eine vom Hauptkolben A ausgehende Bewegung führt den Kolben K bald über die Oeffnung J und bald unter dieselbe. Im erstern Falle ist sodann der Raum über dem Kolben F mit dem Rohre M in Verbindung, das ins Ablaufrohr G einmündet; im letztern Falle dagegen ist der Raum über F mit dem Cylinder p in Verbindung und die Kolben E und F sinken nieder, weil der Druck auf E überwiegt.

Der Auf- und Niedergang der beiden kleinen Kolben K und L wird vom Hauptkolben A aus eingeleitet. Zu dieſem Zwecke iſt nämlich am Kolben A eine Schiene NN angebracht, welche bei jedem Auf- und Niedergang auf den um O drehbaren Hebel OP einwirkt.

Eine zweite Schiene oder Stange QR überträgt die Bewegung des Hebels OP auf einen zweiten Hebel ST, welcher um S drehbar iſt. Die Kolbenſtange von K und L greift am Ende T des Hebels ST an. Der Hebel OP trägt an ſeinem dem Cylinder B zugekehrten Ende einen Bogen P, welcher an ſeinen Enden zwei Anſtöße hat, welche von den Anſätzen X und Y der Schiene NN erfaßt werden, wenn der Kolben A mit der Schiene auf- und niederſteigt.

Um den Zu- und Abfluß des Waſſers plötzlich anhalten zu können, dienen die beiden im Zu- und Ablaufrohr angebrachten Droſſelklappen U und V.

Um die Stöße beim plötzlichen Kolbenwechſel zu vermeiden, ſind am Steuerkolben E oben und unten bis auf eine ziemliche Tiefe Rinnen angebracht, welche einen beſchränkten Zu- und Ablauf des Waſſers etwas früher geſtatten, als bis der Steuerkolben in ſeiner tiefſten und höchſten Stellung angelangt iſt.

Dieſe Waſſerſäulenmaſchine iſt ein vorzüglicher Motor und ergiebt eine Nutzleiſtung von 80 Procenten und darüber.

Die doppeltwirkende Waſſerſäulenmaſchine unterſcheidet ſich von der einfachwirkenden nur in dem Punkte, daß das Waſſer auf beide Seiten des Hauptkolbens treibend einwirkt. Fig. 98 ſtellt den Verticalſchnitt durch eine doppeltwirkende Waſſerſäulenmaſchine dar. BB iſt wieder der Preßcylinder, A der Hauptkolben mit der Kolbenſtange i, welche beidſeitig durch die Cylinderdeckel dringt. F und G ſind die aus einem gemeinſchaftlichen Rohre E abzweigenden Zuleitungen für das Treibwaſſer, über und unter dem Kolben in ſeinen äußerſten Stellungen einmündend. L iſt das gemeinſchaftliche Ablaufrohr aus dem Steuercylinder X. Die beiden Steuerkolben H und K ſind wieder an einer gemeinſchaftlichen Kolbenſtange o angebracht und werden mit Hülfe eines an derſelben Kolbenſtange angebrachten dritten Kolbens N auf- und niederbewegt. Bei der auf der Zeichnung angegebenen Stellung der beiden Steuerkolben H und K dringt das Waſſer unter den Hauptkolben ein. Sobald der letztere aber ſeine höchſte Stellung erreicht hat, werden die Kolben H und K abwärts bewegt. Der untere Kolben K ſchließt alsdann das Zuleitungsrohr G vom Cylinder B ab, während das Abflußrohr mit dem Raume unter A in Verbindung kommt und das Waſſer frei austreten kann. Gleichzeitig findet man den Raum

über A vom Abflußrohr L abgeschlossen und frei mit dem Zuleitrohr F communicirend. Sehen wir nun, wie die Hebung und Senkung der Steuerkolben H und K bewirkt wird, so findet man, daß dieses durch die Drehung eines Hahnes O geschieht und zwar mittelst des Hebels T und der Zugstange U von der verlängerten Kolbenstange i aus.

Der Kolben N bewegt sich in einem besondern Cylinder Y und die beiden Räume über und unter diesem Kolben sind durch ein Rohr PQ so miteinander und durch das Rohr R so mit dem Kraftwasserrohre F verbunden, so daß man jeden dieser Räume sowohl mit der äußern Atmosphäre mittelst des Rohres S, als auch mit dem Treibwasser in F in Verbindung setzen kann. Beim Aufgange des Kolbens A communicirt der Raum unter dem Kolben N mit dem Kraftwasser in F durch das Rohr Q und R, während der Raum über N durch das Rohr P und S mit der äußern Atmosphäre in Verbindung ist. Sowie aber der Kolben A in seiner höchsten Stelle anlangt, dreht sich der Hahn O, weil das Hebelende T alsdann von U gegen den Cylinder Y zu gezogen wird. Es steht alsdann der Raum über N mit dem Treibwasser in F, und der Raum unter N mit der äußern Atmosphäre durch Q und S in Verbindung.

Eine andere Art doppeltwirkender Wassersäulen-Maschinen haben zwei Treibkolben, wie die folgende in Fig. 99 dargestellte Maschine von Reichenbach.

Die beiden Kolben sitzen auf der gemeinschaftlichen Kolbenstange i, in den beiden Treibcylindern CC und DD. Der untere Preßcylinder CC ist unten offen und es steht der Preßkolben K direct mit dem Pumpensatze PHVW in Verbindung und zwar in der Weise, daß der Kolben K beim Niedergange den Pumpenkolben P niederdrückt, wodurch das angesaugte Wasser in H in das Druckrohr R gepreßt wird, wobei die eigentliche Hauptarbeit verrichtet wird. Der obere Cylinder DD ist nach oben offen, der Raum unter dem Kolben L steht durch F und z mit dem Zuflußrohr E des Treibwassers in Verbindung und es hat der kleinere Treibkolben nur das Heben beider Treibkolben und das Ansaugen des Wassers durch den Pumpensatz zu bewirken.

Bei der in der Zeichnung angegebenen Kolbenstellung UST im Steuercylinder X, gelangt das Treibwasser aus dem Rohre E durch z und F über den großen Treibkolben K und drückt die sämmtlichen Kolben LKP nieder, wobei das unter dem Treibkolben L befindliche Wasser durch das Rohr G in den Steuercylinder und durch eine Oeffnung M im obern Theil desselben abläuft. Gegen das Ende des Treibkolbenniederganges werden die beiden kleinen mit einander verbundenen

Kolben m und p im untersten Theile des Steuercylinders X mittelst eines Hebels s r q emporgehoben, wodurch der Raum unter dem Steuerkolben U mit dem Kraftwasser durch das Rohr L in Verbindung geräth, so daß die drei mit einander verbundenen Kolben U S T in die Höhe steigen. Der Kolben S schließt alsdann den Raum über dem Hauptkolben K vom Kraftwasser ab, während der zweite Kolben T die Verbindung des kleinen Treibcylinders D mit dem Treibwasserrohre E herstellt. Es steigen also die sämmtlichen drei Kolben L K P wieder empor, während das über K stehende Wasser durch F und A abfließt.

Gegen das Ende des Aufganges sämmtlicher Preßkolben wird der um r drehbare Hebel s q gedreht, die beiden Kolben m und p werden wieder niedergezogen und die Steuerkolben U S T bewegen sich wieder in ihre unterste Stellung zurück, da der Druck des Treibwassers auf den größern Kolben S denjenigen auf den kleinern Kolben T überwiegt. Das Spiel beginnt also nun von Neuem.

§ 47.

Tabelle über die Ausflußgeschwindigkeit des Wassers bei constanter Druckhöhe.

Bekanntlich ist die theoretische Ausflußgeschwindigkeit des Wassers aus einer Oeffnung unter der Druckhöhe h $= \sqrt{2gh}$. Diese theoretische Geschwindigkeit wird aber in den meisten Fällen durch allerlei Widerstände beeinträchtigt und diese sollen in den nächstfolgenden Paragraphen erörtert werden. Vorher mag indessen zur leichtern Rechnung eine Tabelle folgen, welche für die verschiedenen Druckhöhen h die Werthe der zugehörigen theoretischen Ausflußgeschwindigkeiten $\sqrt{2gh}$ enthält.

Tabelle über die den verschiedenen Druckhöhen H entsprechenden theoretischen Ausfluß-Geschwindigkeiten $\sqrt{2gH}$.

Druckhöhe H in Metern	Zugehörige $\sqrt{2gH}$	Druckhöhe H in Metern	Zugehörige $\sqrt{2gH}$	Druckhöhe H in Metern	Zugehörige $\sqrt{2gH}$	Druckhöhe H in Metern	Zugehörige $\sqrt{2gH}$
0,01	0,443	0,05	0,990	0,09	1,329	0,13	1,597
0,02	0,626	0,06	1,085	0,10	1,401	0,14	1,657
0,03	0,767	0,07	1,172	0,11	1,468	0,15	1,715
0,04	0,886	0,08	1,253	0,12	1,534	0,16	1,772

Druckhöhe H in Metern	Zugehörige $\sqrt{2gH}$	Druckhöhe H in Metern	Zugehörige $\sqrt{2gH}$	Druckhöhe H in Metern	Zugehörige $\sqrt{2gH}$	Druckhöhe H in Metern	Zugehörige $\sqrt{2gH}$
0,17	1,826	0,53	3,224	0,89	4,178	1,25	4,953
0,18	1,879	0,54	3,253	0,90	4,202	1,26	4,972
0,19	1,931	0,55	3,285	0,91	4,225	1,27	4,991
0,20	1,981	0,56	3,314	0,92	4,248	1,28	5,011
0,21	2,030	0,57	3,344	0,93	4,271	1,29	5,031
0,22	2,178	0,58	3,373	0,94	4,294	1,30	5,050
0,23	2,124	0,59	3,402	0,95	4,317	1,31	5,069
0,24	2,170	0,60	3,431	0,96	4,340	1,32	5,089
0,25	2,215	0,61	3,459	0,97	4,362	1,33	5,108
0,26	2,259	0,62	3,488	0,98	4,384	1,34	5,127
0,27	2,301	0,63	3,516	0,99	4,407	1,35	5,146
0,28	2,344	0,64	3,543	1,00	4,429	1,36	5,165
0,29	2,385	0,65	3,571	1,01	4,451	1,37	5,184
0,30	2,426	0,66	3,598	1,02	4,473	1,38	5,203
0,31	2,466	0,67	3,625	1,03	4,495	1,39	5,222
0,32	2,506	0,68	3,652	1,04	4,517	1,40	5,241
0,33	2,544	0,69	3,679	1,05	4,539	1,41	5,259
0,34	2,582	0,70	3,706	1,06	4,560	1,42	5,278
0,35	2,620	0,71	3,732	1,07	4,582	1,43	5,297
0,36	2,658	0,72	3,758	1,08	4,603	1,44	5,315
0,37	2,694	0,73	3,784	1,09	4,624	1,45	5,333
0,38	2,730	0,74	3,810	1,10	4,645	1,46	5,351
0,39	2,766	0,75	3,836	1,11	4,666	1,47	5,370
0,40	2,801	0,76	3,861	1,12	4,687	1,48	5,388
0,41	2,836	0,77	3,886	1,13	4,708	1,49	5,406
0,42	2,870	0,78	3,911	1,14	4,729	1,50	5,425
0,43	2,904	0,79	3,936	1,15	4,750	1,51	5,443
0,44	2,938	0,80	3,961	1,16	4,770	1,52	5,461
0,45	2,971	0,81	3,986	1,17	4,790	1,53	5,479
0,46	3,004	0,82	4,011	1,18	4,811	1,54	5,496
0,47	3,037	0,83	4,035	1,19	4,831	1,55	5,514
0,48	3,069	0,84	4,059	1,20	4,852	1,56	5,532
0,49	3,100	0,85	4,083	1,21	4,872	1,57	5,550
0,50	3,132	0,86	4,107	1,22	4,892	1,58	5,567
0,51	3,163	0,87	4,131	1,23	4,913	1,59	5,585
0,52	3,194	0,88	4,155	1,24	4,933	1,60	5,603

Druckhöhe H in Metern	Zugehörige $\sqrt{2gH}$	Druckhöhe H in Metern	Zugehörige $\sqrt{2gH}$	Druckhöhe H in Metern	Zugehörige $\sqrt{2gH}$	Druckhöhe H in Metern	Zugehörige $\sqrt{2gH}$
1,61	5,620	1,97	6,217	2,33	6,761	2,69	7,265
1,62	5,637	1,98	6,232	2,34	6,775	2,70	7,278
1,63	5,655	1,99	6,248	2,35	6,790	2,71	7,291
1,64	5,672	2,00	6,264	2,36	6,803	2,72	7,305
1,65	5,690	2,01	6,279	2,37	6,819	2,73	7,318
1,66	5,707	2,02	6,295	2,38	6,833	2,74	7,332
1,67	5,724	2,03	6,311	2,39	6,847	2,75	7,345
1,68	5,741	2,04	6,326	2,40	6,862	2,76	7,358
1,69	5,758	2,05	6,341	2,41	6,876	2,77	7,372
1,70	5,775	2,06	6,357	2,42	6,890	2,78	7,385
1,71	5,792	2,07	6,372	2,43	6,904	2,79	7,398
1,72	5,809	2,08	6,388	2,44	6,919	2,80	7,411
1,73	5,826	2,09	6,403	2,45	6,933	2,81	7,425
1,74	5,842	2,10	6,418	2,46	6,947	2,82	7,437
1,75	5,859	2,11	6,434	2,47	6,961	2,83	7,451
1,76	5,876	2,12	6,449	2,48	6,975	2,84	7,464
1,77	5,893	2,13	6,464	2,49	6,989	2,85	7,477
1,78	5,909	2,14	6,479	2,50	7,003	2,86	7,490
1,79	5,926	2,15	6,494	2,51	7,017	2,87	7,503
1,80	5,942	2,16	6,510	2,52	7,031	2,88	7,517
1,81	5,959	2,17	6,525	2,53	7,045	2,89	7,530
1,82	5,975	2,18	6,540	2,54	7,059	2,90	7,543
1,83	5,992	2,19	6,555	2,55	7,075	2,91	7,556
1,84	6,008	2,20	6,570	2,56	7,087	2,92	7,569
1,85	6,024	2,21	6,584	2,57	7,101	2,93	7,582
1,86	6,041	2,22	6,599	2,58	7,114	2,94	7,594
1,87	6,057	2,23	6,614	2,59	7,128	2,95	7,607
1,88	6,073	2,24	6,629	2,60	7,142	2,96	7,620
1,89	6,089	2,25	6,644	2,61	7,156	2,97	7,633
1,90	6,105	2,26	6,658	2,62	7,169	2,98	7,646
1,91	6,122	2,27	6,673	2,63	7,183	2,99	7,659
1,92	6,138	2,28	6,688	2,64	7,197	3,00	7,672
1,93	6,154	2,29	6,705	2,65	7,210	3,01	7,684
1,94	6,170	2,30	6,717	2,66	7,224	3,02	7,697
1,95	6,186	2,31	6,732	2,67	7,237	3,03	7,710
1,96	6,202	2,32	6,746	2,68	7,251	3,04	7,722

Druckhöhe H in Metern	Zugehörige $\sqrt{2gH}$	Druckhöhe H in Metern	Zugehörige $\sqrt{2gH}$	Druckhöhe H in Metern	Zugehörige $\sqrt{2gH}$	Druckhöhe H in Metern	Zugehörige $\sqrt{2gH}$
3,05	7,735	3,41	8,179	3,77	8,600	4,13	9,001
3,06	7,748	3,42	8,191	3,78	8,611	4,14	9,012
3,07	7,760	3,43	8,203	3,79	8,623	4,15	9,023
3,08	7,773	3,44	8,215	3,80	8,634	4,16	9,034
3,09	7,786	3,45	8,227	3,81	8,645	4,17	9,045
3,10	7,798	3,46	8,239	3,82	8,657	4,18	9,055
3,11	7,811	3,47	8,251	3,83	8,668	4,19	9,066
3,12	7,823	3,48	8,263	3,84	8,679	4,20	9,077
3,13	7,836	3,49	8,274	3,85	8,691	4,21	9,088
3,14	7,849	3,50	8,286	3,86	8,702	4,22	9,099
3,15	7,861	3,51	8,298	3,87	8,713	4,23	9,109
3,16	7,873	3,52	8,310	3,88	8,725	4,24	9,120
3,17	7,886	3,53	8,322	3,89	8,736	4,25	9,131
3,18	7,898	3,54	8,333	3,90	8,747	4,26	9,142
3,19	7,911	3,55	8,345	3,91	8,758	4,27	9,152
3,20	7,923	3,56	8,357	3,92	8,769	4,28	9,163
3,21	7,936	3,57	8,369	3,93	8,780	4,29	9,174
3,22	7,948	3,58	8,380	3,94	8,792	4,30	9,185
3,23	7,960	3,59	8,392	3,95	8,803	4,31	9,195
3,24	7,973	3,60	8,404	3,96	8,814	4,32	9,206
3,25	7,985	3,61	8,415	3,97	8,825	4,33	9,217
3,26	7,997	3,62	8,427	3,98	8,836	4,34	9,227
3,27	8,009	3,63	8,439	3,99	8,847	4,35	9,248
3,28	8,022	3,64	8,450	4,00	8,858	4,36	9,259
3,29	8,034	3,65	8,462	4,01	8,869	4,37	9,270
3,30	8,046	3,66	8,474	4,02	8,880	4,38	9,280
3,31	8,058	3,67	8,485	4,03	8,892	4,39	9,291
3,32	8,070	3,68	8,497	4,04	8,903	4,40	9,301
3,33	8,082	3,69	8,508	4,05	8,914	4,41	9,312
3,34	8,095	3,70	8,520	4,06	8,925	4,42	9,322
3,35	8,107	3,71	8,531	4,07	8,936	4,43	9,333
3,36	8,119	3,72	8,543	4,08	8,946	4,44	9,343
3,37	8,131	3,73	8,554	4,09	8,957	4,45	9,354
3,38	8,143	3,74	8,566	4,10	8,968	4,46	9,364
3,39	8,155	3,75	8,577	4,11	8,979	4,47	9,375
3,40	8,167	3,76	8,588	4,12	8,990	4,48	9,385

Druckhöhe H in Metern	Zugehörige $\sqrt{2gH}$	Druckhöhe H in Metern	Zugehörige $\sqrt{2gH}$	Druckhöhe H in Metern	Zugehörige $\sqrt{2gH}$	Druckhöhe H in Metern	Zugehörige $\sqrt{2gH}$
4,49	9,396	4,62	9,530	4,75	9,663	4,88	9,794
4,50	9,406	4,63	9,541	4,76	9,673	4,89	9,804
4,51	9,417	4,64	9,551	4,77	9,684	4,90	9,814
4,52	9,427	4,65	9,561	4,78	9,694	4,91	9,824
4,53	9,437	4,66	9,572	4,79	9,704	4,92	9,834
4,54	9,448	4,67	9,582	4,80	9,714	4,93	9,844
4,55	9,458	4,68	9,592	4,81	9,724	4,94	9,854
4,56	9,468	4,69	9,602	4,82	9,734	4,95	9,864
4,57	9,479	4,70	9,612	4,83	9,744	4,96	9,874
4,58	9,489	4,71	9,623	4,84	9,754	4,97	9,884
4,59	9,500	4,72	9,633	4,85	9,764	4,98	9,894
4,60	9,510	4,73	9,643	4,86	9,474	4,99	9,904
4,61	9,520	4,74	9,653	4,87	9,784	5,00	9,914

§ 48.

Bestätigung der Ausflußgeschwindigkeit $\sqrt{2gH}$ durch Versuche.

Um nachzuweisen, in wie fern die theoretische Ausflußgeschwindigkeit $\sqrt{2gH}$, welche einem gegebenen Gefälle oder einer Druckhöhe H entsprechen soll, mit der Wirklichkeit übereinstimmt, hat man nur den Weg zu untersuchen, welchen ein mit einer gewissen Geschwindigkeit in die Luft geworfener Wasserstrahl zurücklegt.

Wenn ein mit beliebiger Geschwindigkeit in einer beliebigen Richtung AY (Fig. 100) in die Höhe geworfener Körper gleichzeitig der Schwerkraft unterworfen ist, so wirken zwei verschiedene Kräfte auf denselben ein. In Folge seiner ursprünglichen Geschwindigkeit legt der Körper in seiner anfänglichen Bewegungsrichtung AY in einem gewissen Zeittheile (z. B. in einer Secunde) einen Weg AN zurück, während ihn die Schwerkraft in demselben Zeitraume um den Weg AP in senkrechter Richtung niederzieht.

In Folge dessen wird der Körper eine krumme Linie ABC beschreiben, indem derselbe nach Verlauf der ersten Zeittheile den Weg AM zurücklegt, welcher die Resultante der beiden auf ihn einwirkenden Kräfte AN und AP ist. Da der Widerstand der Luft in allen Fällen, wo die Geschwindigkeit des Körpers in einer Secunde nicht über 20

bis 30 Meter beträgt, vernachlässigt werden kann, so wird der mit einer Geschwindigkeit V geworfene Körper nach der Richtung AY nach Verlauf der Zeit T den Weg $AN = y = VT$ zurückgelegt haben, während er in derselben Zeit in Folge der Schwere in einer gleichförmig beschleunigten Bewegung den Weg

$$AP = \tfrac{1}{2} g T^2 = x$$

zurücklegt.

Man hat somit zwischen den beiden Coordinaten x und y der Curve ABC und der Zeit T die Beziehung:

$$y = VT \quad \text{und} \quad x = \tfrac{1}{2} g T^2,$$

woraus folgt:

$$T = \frac{y}{v} \quad \text{und} \quad x = \tfrac{1}{2} \frac{g y^2}{V^2}; \quad \text{oder} \quad y^2 = \frac{2 V^2}{g} x.$$

Nennt man H^1 die der ursprünglichen Wurfgeschwindigkeit V entsprechenden Höhe (Druckhöhe) so wird die obige Beziehung:

$$V^2 = 2 g H_1; \; y^2 = 4 H_1 . x.$$

Umgekehrt wird die Höhe, welche der Geschwindigkeit V entspricht

$$H_1 = \frac{y}{4 x^2};$$

oder die Geschwindigkeit wird sein:

$$V = \sqrt{2 g H_1} = 2{,}215 \frac{y}{\sqrt{x}}.$$

Wenn der Wasserstrahl einer verticalen Wand entspringt, so ist die ursprüngliche Geschwindigkeit horizontal, während die Abscißen vertical sind.

Bossut hat zuerst in seiner Hydrodynamik Versuche mitgetheilt, bei denen er die den Ordinaten $AN = y$ entsprechenden Abscissen x gemessen und aus deren Verhältniß er die Ausflußgeschwindigkeit am Anfange berechnet hat. Eine Vergleichung dieser Geschwindigkeit mit derjenigen, welche der Druckhöhe über dem Mittelpunkte der Austrittsöffnung entsprach, zeigte, daß sie sich verhielten wie 1 : 0,974 und 1 : 0,980. Dieser geringe Unterschied ist dem Luftwiderstande und der Reibung an den Austrittöffnungen zuzuschreiben.

D'Anbuisson theilt in seiner Hydraulik ähnliche Versuche mit, welche Michelotti in Turin anstellte und deren Resultate die folgende Tabelle enthält:

Druckhöhe	Wasserstrahl		Austrittgeschwindigkeit		Verhältniß der Geschwindigkeit
	Abscisse x	Ordinate y	Wirkliche	Theoretische	
2,29 M.	6,28 M.	7,53 M.	6,65 M.	6,70 M.	0,973
3,93 „	4,66 „	8,45 „	8,67 „	8,78 „	0,998
7,17 „	1,41 „	6,25 „	11,67 „	11,88 „	0,983

Die Austrittöffnung hatte 0,0271 Meter Durchmesser.

Aus diesen Versuchen geht auf unzweideutige Weise hervor, daß selbst bei bedeutenden Druckhöhen die wirkliche Ausflußgeschwindigkeit sehr nahe der theoretischen $\sqrt{2gH}$ entspricht, wenn die Druckhöhe vom Mittelpunkte der Austrittöffnung gerechnet wird. Die sehr kleinen Differenzen zwischen Theorie und Wirklichkeit in der obigen Tabelle sind leicht durch den Luftwiderstand erklärlich, welcher mit der Geschwindigkeit zunimmt.

§ 49.

Weißbachs Versuche.

Die Richtigkeit der durch die Theorie gegebenen Ausflußgeschwindigkeit ist früher oft angezweifelt worden, weil bei den gewöhnlichen Anordnungen der Austrittöffnungen die wirklich ausfließenden Wassermengen bedeutend kleiner sind, als die theoretischen. Es ist indessen nur die Zusammenziehung des Wasserstrahles oder die sogenannte Contraction die Ursache dieses Unterschiedes. In Folge der meist vorhandenen plötzlichen Querschnittsveränderungen der austretenden Wasserstrahlen sind die letztern verhindert, mit ein und derselben Geschwindigkeit durch alle Punkte des Austrittquerschnittes zu gehen, indem sie sich dabei gegenseitig stören. Es tritt eine Zusammenziehung des Strahles ein, d. h. der Querschnitt des Wasserstrahles wird kleiner, als der Querschnitt der Austrittöffnung; aber in allen Fällen, wo Contraction stattfindet, ist es nur der Querschnitt, der eine Beeinträchtigung erleidet, während die Geschwindigkeit sehr nahe der theoretischen gleichkommt.

Weißbach hat durch direkte Versuche nachgewiesen, daß, wenn die Form der Austrittöffnung in der Weise gewählt wird, daß die Convergenz der gegen die Austrittöffnung zufließenden Wasserstrahlen aufgehoben ist, die Wirkung der Contraction eine ganz unerhebliche bleibt und die wirkliche Austrittgeschwindigkeit der theoretischen sehr nahe kommt.

Bei einem Vergleiche der wirklichen Ausflußmenge aus einer Oeffnung von der Form wie in Fig. 101 und polirter Fläche mit der theoretischen Ausflußmenge ergab es sich, daß beide sich verhielten wie 0,975 : 1 bei einer Druckhöhe von 3 Meter; wie 0,969 : 1 bei einer Druckhöhe von 1,5 Meter und wie 0,958 : 1 bei einer Druckhöhe von 0,305 Meter. Man sieht, daß die kleinen Differenzen leicht durch Reibungsverluste erklärlich sind.

§ 50.

Contraction der Wasserstrahlen.

Die aus einer Oeffnung bei gegebener Druckhöhe ausfließende Wassermenge müßte in allen Fällen gleich sein dem Querschnitte dieser Oeffnung multiplicirt mit der der Druckhöhe entsprechenden Ausflußgeschwindigkeit, wenn keine störenden Einflüsse vorhanden wären, welche den Ausfluß beeinträchtigen. Diese störenden Einflüsse bestehen nun keineswegs blos in den Reibungswiderständen des Wassers an den Kanten und Flächen der Oeffnungen oder in dem Wegdrängen der die Gefäße umgebenden Luft, sondern es beruhen dieselben vielmehr auf den physikalischen Eigenschaften des Wassers, dessen Molekülarzustand, dem Zusammenhang seiner Theile, seiner unvollkommenen Flüssigkeit, auf der Wasserhaut einerseits und auf der mechanischen Trägheit der in Bewegung befindlichen Flüssigkeitstheilchen andererseits. Wenn das Wasser aus der ebenen Wandung eines Behälters ausströmt (Fig. 102), so können wohl die unmittelbar senkrecht über der Oeffnung befindlichen Wassertheilchen ungestört dem auf ihnen lastenden Drucke folgen und in verticaler Richtung durch die Oeffnung treten, allein es ist dieses mit den seitwärts über der Oeffnung und neben dieser befindlichen Wassertheilchen keineswegs mehr der Fall. Diese Theilchen müssen sich, um zu der Austrittöffnung zu gelangen, mehr oder weniger zuerst in horizontaler Richtung bewegen und mehr oder weniger plötzlich in die verticale Bewegungsrichtung umbiegen. Natürlich behalten alle diese Wassertheile während ihres Durchgangs durch die Oeffnung vermöge der Trägheit einen Theil ihrer horizontalen Geschwindigkeit oder Bewegungsrichtung bei und bewirken dadurch jene *Zusammenziehung* oder *Contraction des Wasserstrahles*, welche denselben verhindert, den Querschnitt der Austrittöffnung beizubehalten. Der Wasserstrahl nimmt im Gegentheil von der Austrittöffnung an bis zu einer bestimmten Tiefe unter derselben regelmäßig an Querschnitt ab, so daß derselbe bei a—b bedeutend

(bis zur Hälfte in gewissen Fällen) kleiner sein kann, als die Oeffnung A—B des Gefäßes. Die Contraction ist je nach Größe, Form und Anordnung, ferner je nach der verschiedenen Druckhöhe eine außerordentlich verschiedene.

Das Verhältniß der wirklichen, in Folge der Contraction kleinern Ausflußmenge zur theoretischen, oder diejenige Zahl, mit welcher die Letztere multiplicirt werden muß, um die Erstere zu erhalten, nennt man den Contractions-Coefficienten, welcher durch zahlreiche Versuche für die verschiedensten Verhältnisse bestimmt worden ist.

Die Contraction bewirkt also nicht eine wesentliche Verminderung der Durchflußgeschwindigkeit des Wassers, sondern es fließt das letztere durch den zusammen gezogenen Strahlquerschnitt nahe mit der theoretischen Geschwindigkeit $\sqrt{2gH}$ ab.

§ 51.

Mittel zur Beseitigung oder Verminderung der Contraction.

Zur Vermeidung und Beseitigung der Contraction hat man darnach zu trachten, daß die Wasserfäden nach und nach in die Austrittrichtung abgelenkt werden, so daß sie in parallelem Zustande unter sich und senkrecht auf die Ebene der Durchflußöffnung zu der Letztern gelangen.

Fig. 103—106 zeigen eine Reihe von Ausflußanordnungen, deren Anblick sogleich erkennen läßt, wo die Contraction eine große oder kleine ist. In Fig. 103 können sich die nach der Austrittöffnung drängenden Wasserstrahlen ohne gar zu plötzliche Ablenkung über die Oeffnung und nicht zu schwer in parallele Lage zu dem Wasserstrahle begeben, die Contraction wird daher mäßig sein, der Coefficient wird circa 0,75, oder die austretende Wassermenge $^3/_4$ der theoretischen $Q\sqrt{2gH}$, wenn Q den Querschnitt der Austrittöffnung bedeutet. Bei der Anordnung Fig. 104 wird die Ablenkung und parallele Anordnung der Wasserfäden in den austretenden Wasserstrahl noch wesentlich leichter von Statten gehen, die Zusammenziehung wird eine sehr geringe, kaum meßbare; die ausfließende Wassermenge wird 30/31 der theoretischen $Q\sqrt{2gH}$ und da ein Theil dieser geringen Differenz dem Luftwiderstande und den Reibungen an den Flächen zuzuschreiben ist, so kann die Zusammenziehung als verschwindend klein angenommen werden.

Etwas weniger günstig gestaltet sich die Sache bei der Anordnung Fig 106, wo die Ablenkung schon etwas plötzlicher geschieht als in Fig. 104. Die Versuche ergeben für diesen Fall $^{29}/_{31}$ als Werth des Coefficienten der Contraction.

Ganz besonders groß aber wird die Zusammenziehung des Strahles bei der Anordnung Fig. 105, wo die Wasserfäden von allen Seiten und zwar auch von unten herauf gegen die Austrittsöffnung zudrängen und den Ausfluß beengen. Der Coefficient wird in diesem Falle 0,5 und sogar 0,4, da diese Anordnung eine starke Wirbelbildung veranlaßt.

Bei Wasserleitungen kommt der Fall öfter vor, daß ein Rohrstück ins Innere eines Gefäßes oder Reservoirs hineinreicht, aus welchem Wasser entnommen werden soll und die Versuche von Borda haben für diesen Fall den Coefficienten 0,515 ergeben, was bei der Anordnung von Leerläufen und Ueberfallröhren wohl zu berücksichtigen ist.

Weißbach hat für diesen Fall vergleichende Versuche angestellt und für die Anordnung (Fig. 107) den Coefficienten zu 0,53 bestimmt.

Es geht aus den Versuchen über die Contraction der Wasserstrahlen deutlich hervor, daß man in allen Fällen, wo es sich um die Herstellung eines Auslaufes oder Zulaufes für eine genau bestimmte Wassermenge handelt, alle plötzlichen Querschnittsveränderungen, Ecken und Kanten sorgfältig zu vermeiden hat, wenn das Wasser seine lebendige Kraft beibehalten soll. Es gilt dieses ganz besonders für die Zuflüsse und Einläufe zu Turbinen und Wasserrädern und ein wesentlicher Theil der Mehrleistung von den Girard'schen Turbinen beruht in der radicalen Art und Weise, wie dieser Constructeur bei Anordnung der Zuleitungen die Schwierigkeiten der technischen Ausführung übergangen und erstere ungeachtet aller Einwendungen und Unkosten durchgeführt hat. Man kann sich leicht überzeugen, welchen Einfluß die Form des Turbinenkastens auf die durch den Motor fließende Wassermenge hat, wenn man in einem gewöhnlichen rechtwinkligen Kasten a b c d (Fig. 108) die conischen Mantelflächen i und k aus Holz oder Eisenblech anbringt, welche das Wasser successive in das Leitrad überführen, ohne plötzliche Ablenkung der Strahlen.

Jede Turbine wird in dem letztern Falle wesentlich mehr Wasser durchfließen lassen, als dieses bei Weglassung der conischen Wände i k der Fall ist.

II.

Verſuche über den Ausfluß des Waſſers

unter Berückſichtigung der Contraction.

---

§ 51a.

Ausfluß des Wassers aus runden und quadratischen Oeffnungen unter Berücksichtigung der Contraction.

Bei dem Ausflusse des Wassers aus Oeffnungen von beliebiger Form fließt dasselbe nicht mit ein und derselben Geschwindigkeit durch die verschiedenen Theile des Strahlquerschnittes, auch wenn diese betrachteten Theile genau in derselben Druckhöhe liegen.

Nach vielfachen Beobachtungen ist es erwiesen, daß die in Bewegung befindlichen Wassertheilchen die ruhenden Theile, die sie berühren, mit sich fortreißen und umgekehrt werden die bewegten Wassertheilchen von den ruhenden mehr oder weniger in Folge der Adhäsion zurückgehalten.

Aus diesem Grunde findet man die größte Geschwindigkeit eines austretenden Wasserstrahles immer in der Mitte desselben, während diese Geschwindigkeit um so mehr abnimmt, je mehr man sich der äußern Begrenzung des Strahles nähert.

Da nun aber nach den sorgfältigsten Beobachtungen die Ausflußgeschwindigkeit, d. h. die mittlere Geschwindigkeit eines Wasserstrahles beim Ausfluß aus dünnen Wänden durch den zusammengezogenen Strahl immer sehr nahe $\sqrt{2gh}$ beträgt, so folgt daraus, daß die Geschwindigkeit in der Mitte eines Strahlquerschnittes wesentlich größer sein muß als $\sqrt{2gh}$, was denn auch in der That der Fall ist.

Die Geschwindigkeit am äußern Rande eines austretenden Wasserstrahles ist weit geringer als $\sqrt{2gh}$, dagegen kann dieselbe im Innern oft über 1,5 bis 1,8 $\sqrt{2gh}$ erreichen, eine Thatsache, die auf den ersten Blick den mechanischen Gesetzen zu widersprechen scheint. Betrachtet man indessen die Sache einläßlicher, so ergiebt es sich, daß die über dem Austrittquerschnitte ruhende (drückende) Wassersäule einen gewissen Druck auf diesen Querschnitt ausübt, welcher genügen würde, den zu-

sammengezogenen Strahl mit der mittlern Geschwindigkeit $\sqrt{2gh}$ durch die (zusammengezogene) Oeffnung zu treiben. Da indessen ein Theil dieses Druckes auf die Wassertheilchen am äußern Umfang des Strahles, wo die Geschwindigkeit der Beobachtung gemäß geringer ist als $\sqrt{2gh}$, nicht verwendet wird, so treibt derselbe das Wasser dafür in der Mitte mit einer Geschwindigkeit durch die Oeffnung, die größer ist als $\sqrt{2gh}$.

Das Gesetz für den Ausfluß des Wassers aus Gefäßen sollte also nicht nur auf die Geschwindigkeit Bezug haben, sondern es muß lauten:

„Die lebendige Kraft eines ausfließenden Wasserstrahles ist gleich „der lebendigen Kraft, welche die ausgeflossene Wassermasse beim Fallen „durch eine Höhe = h erlangen würde und entspricht einer mittlern „Geschwindigkeit des ganzen Strahles von $\sqrt{2gh}$. Doch kann diese „Geschwindigkeit im Strahle sehr ungleich vertheilt sein, ähnlich der „Geschwindigkeit eines fließenden Gewässers." —

Die Umwandlung der Geschwindigkeit verschiedener Wasserfäden eines Wasserstrahles findet hier innerhalb eines Systems von Körpern statt und ist demnach begreiflich.

§ 51 b.

Ausfluß aus runden Oeffnungen in dünnen Wänden.

Die folgende Tabelle enthält eine Zusammenstellung der diesbezüglich angestellten Versuche, resp. die bei Oeffnungen von verschiedenem Durchmesser unter verschiedenen Druckhöhen erhaltenen Contractions-Coefficienten (Corrections-Coefficienten). Siehe S. 112.

Contractions-Coefficienten für kreisförmige Oeffnungen in dünnen Wänden.

Beobachter	Durchmesser der Oeffnung in Rheinl. Linien	Druckhöhe in Rheinl. Fuß	Contractions-Coefficient
Mariotte	3,1	5,69	0,692
„	3,1	25,17	0,692
Castel	4,6	0,16	0,673
„	4,6	0,99	0,654
„	6,9	0,44	0,632
„	6,9	0,96	0,617
Eytelwein	1,0	2,35	0,618
Bossert	1,04	4,14	0,619

Beobachter	Durchmesser der Oeffnung in Rheinl. Linien	Druckhöhe in Rheinl. Fuß	Contractions-Coefficient
Michelotti	1,04	7,10	0,618
Castel	1,15	0,53	0,629
Weißbach	1,51	1,78	0,606
Venturi	1,57	2,80	0,622
Bossert	2,06	12,14	0,618
Michelotti	2,06	7,01	0,607
"	3,10	7,14	0,613
"	3,10	12,14	0,612
"	3,10	21,54	0,597
"	6,20	6,72	0,619
"	6,20	11,66	0,619

Es beträgt also für kleine runde Oeffnungen bis zu 7 Linien Rheinl. Durchmesser oder 15 Millimeter der Contractions-Coefficient = 0,62, d. h. die Ausflußmenge durch eine solche Oeffnung vom Querschnitte F ist:

$$Q = 0{,}62 \sqrt{2gh} \times F.$$

§ 51c.

Contractions-Coefficienten für quadratische Oeffnungen.

Beobachter	Seite der Quadraten in Rheinl. Linien	Druckhöhe in Rheinl. Fuß	Contractions-Coefficienten
Castel	4,06	0,16	0,655
Bossert	1,03	12,14	0,616
Michelotti	1,03	12,14	0,607
"	2,06	21,76	0,606
Bossert	2,06	12,14	0,618
Michelotti	2,06	7,14	0,603
"	2,06	12,20	0,603
"	2,06	21,60	0,602
"	3,13	7,20	0,616
"	3,10	12,20	0,619
"	3,10	21,60	0,616

Wie aus dieser Tabelle ersichtlich ist, beträgt der Contractions-Coefficient für kleine quadratische Oeffnungen und für beliebige Druckhöhen = 0,61 und es ist die Wassermenge

$$Q = 0{,}61\, F \sqrt{2gh}.$$

§ 51d.

Formveränderung der Wasserstrahlen und deren Ursache.

Wenn die Ausflußöffnung nicht kreisförmig, sondern geradlinig ist, so zeigt der austretende Wasserstrahl eigenthümliche Formveränderungen, indem die hervorstehenden Kanten desselben sich abstumpfen oder sich weiterhin gar in Flächen verwandeln, während die geradlinigen Seiten sich ausbauchen, so daß der Wasserstrahl eine durchaus andere Form erhält als die Austrittöffnung.

Diese Erscheinung erklärt sich leicht durch die Anziehung der Wassertheilchen unter einander oder durch die sogenannte Wasserhaut (moleculare Spannung der Oberfläche) einer Wassermasse.

Diese Molecularspannung ist umgekehrt proportional dem Krümmungshalbmesser an der betrachteten Stelle. Dieser Halbmesser ist sehr klein in den scharfen Ecken, also die Molecularanziehung gegen den Mittelpunct des Strahles sehr groß. Umgekehrt ist diese Spannung weniger Null oder negativ an den geradlinigen und eingebauchten Stellen des Strahles, so daß die Wassertheilchen an solchen Stellen von der Mitte des Strahles abgestoßen werden.

Vermöge dieser Molecularspannung hat also ein freifließender Wasserstrahl das Bestreben, einen kreisförmigen Querschnitt anzunehmen, welches auch die Form der Ausflußöffnung sei.

Diese Tendenz der Formveränderung giebt aber zu Schwingungen Veranlassung, indem die nach dem Mittelpuncte hingezogenen Wasserfäden ihre Bewegung noch vermöge der Trägheit fortsetzen, wenn sie bereits in ihrem richtigen Krümmungshalbmesser angelangt sind u. s. w.

Fig. 101, Taf. 15 zeigt einen aus einer quadratischen Oeffnung in dünner Wand seitlich ausfließenden Wasserstrahl und Fig. 102 und 103, Taf. 15 sind die verschiedenen auf einander folgenden Querschnittsformen dieses Strahles.

Fig. 104 und 105, Taf. 15 zeigen einen durch eine quadratische Oeffnung frei überfallenden Wasserstrahl mit seinen auf einander folgenden Formen a, b, c und d seines Querschnittes.

Fig. 98 und 99 auf Taf. 15 zeigen die auf einander folgenden Formen eines aus dem Boden eines Gefäßes ausfließenden quadratiſchen und Fig. 98 und 100, Taf. 15 diejenigen eines dreikantigen unter denſelben Verhältniſſen ausfließenden Waſſerſtrahles.

§ 51e.

Urſache der Formveränderung und gänzlichen Zertheilung der Waſſerſtrahlen.

Außer den bereits erwähnten Verhältniſſen der moleculären Anziehung beruht die Formveränderung der Waſſerſtrahlen, namentlich aber ihre ſchließliche Auflöſung in einzelne Tropfen auf der ungleichen Geſchwindigkeit der einzelnen Strahlentheilchen vermöge ihrer ungleichen Fallhöhe.

Betrachtet man z. B. zwei durch eine Zeit = O von einander getrennt austretende Stellen eines vertical ausfließenden (abwärts fallenden) Waſſerſtrahles, ſo fällt der zuerſt austretende Theil des Strahles während einer Zeit = t + O, während der zuletzt ausgetretene Theil während einer Zeitdauer = t fällt.

Die beiden Theile fallen ſomit während dieſer Zeiten durch eine Höhe

$$\text{der letztere von } e = v\,t + \tfrac{1}{2} g\,t^2,$$

$$\text{der erſtere aber von } e_1 = v\,(t+O) + \tfrac{1}{2} g\,(t+O)^2.$$

Der erſtere entfernt ſich ſomit von dem letztaustretenden um eine Diſtanz gleich der Differenz dieſer durchlaufenen Räume oder um

$$e - e^1 = (v + \tfrac{1}{2} g\,O + g\,t)\,O.$$

Dieſe Tendenz der gegenſeitigen Entfernung müßte bei einem vollkommen flüſſigen Körper allerdings nur eine Verdünnung und Verlängerung des Strahles zur Folge haben, nicht aber eine Trennung der einzelnen Theile deſſelben.

Bei einer abſoluten Ruhe der umgebenden Luft und des Gefäßes, aus welchem der Ausfluß ſtattfindet, könnte eine Zertheilung in Tropfen nicht ſtattfinden; die geringſte Bewegung aber ruft im Strahle (wie in einer Seite) Schwingungen hervor, welche den Einwirkungen der Molecularkräfte Spielraum verſchaffen und dadurch die Zertheilung des Strahles einleiten.

§ 51 f.

Einfluß des Druckes auf die Contractions-Coefficienten.

Es ist nicht ohne Wichtigkeit, sich die Frage vorzulegen, ob das Vorhandensein eines sehr starken von beiden Seiten wirkenden Druckes auf eine durch eine Oeffnung fließende Wassermenge einen Einfluß auf den Coefficienten ausübt.

Theoretisch gerechnet ist dies vermöge der gänzlichen Unzusammendrückbarkeit des Wassers nicht der Fall und es haben auch die diesbezüglich angestellten Versuche nachgewiesen, daß der absolute Druck auf eine in Bewegung befindliche Wassermenge ohne allen Einfluß und die durch eine Oeffnung fließende Wassermenge einzig von der Differenz der Pressungen, d. h. von der Druckhöhe abhängig ist.

Ebenso bleibt bei gleicher Druckhöhe die durch eine Oeffnung fließende Wassermenge dieselbe, ob der Strahl in die freie Luft oder aber unter Wasser ausfließt, d. h. es ist in beiden Fällen der Contractions-Coefficient genau derselbe.

§ 51 g.

Wasserzoll.

Durch eine kreisförmige Oeffnung fließt unter denselben Verhältnissen und bei gleicher Druckhöhe und Größe der Oeffnung immer genau dieselbe Wassermenge aus, und man hat daher eine solche Oeffnung zum Vermessen kleinerer Wassermengen angewendet. Besonders in frühern Zeiten ist diese Methode der Wassermenge häufig angewendet worden und ist dieselbe auch jetzt noch für kleinere Wassermassen, die man nicht direct durch Einfließenlassen in ein Reservoir von bekanntem Inhalte unter Beobachtung der Füllungszeit messen kann, noch immer die verläßlichste Methode, da der Contractions-Coefficient bei kleinen runden Oeffnungen außerordentlich wenig veränderlich ist.

In Frankreich nimmt man nach Prony's Vorschlag gegenwärtig als Einheit für solche Wasservermessungen eine kreisförmige Oeffnung von 20 Mill. Durchmesser und als Druckhöhe 30 Mill. über dem obern Rande oder 40 Mill. über dem Mittelpuncte der Oeffnung an und nennt die in 24 Stunden durch eine solche Oeffnung fließende Wassermenge den sogenannten Wasserzoll.

Die Versuche haben nachgewiesen, daß für die Oeffnung von 20 Mill. Durchmesser bei 40 Mill. Druckhöhe über dem Mittelpuncte in 24 Stunden 20,000 Liter oder 20 Cubikm. Wasser ausfließen.

Die nachfolgende Tabelle enthält für die obigen Dimensionen die in verschiedenen Zeiten ausfließende Wassermenge für Oeffnungen in dünner Wand.

Der alte, früher in Frankreich übliche Wasserzoll war die in 24 Stunden durch eine Oeffnung von 1 Pariser Zoll = 27 Mill. Durchmesser bei einer Druckhöhe über dem obern Rande = 1 Pariser Linie (entsprechend $15^3/_4$ Mill. Druckhöhe über dem Mittelpuncte der Oeffnung) ausfließende Wassermenge von 19,1953 Cubikm. = 620,9 Cubikfuß Rheinl.

Eine Oeffnung von 1 Zoll Rheinl. Durchmesser giebt bei einer Druckhöhe von 1 Linie Rheinl. über dem obern Rand der Oeffnung = 0,00602 Cubikfuß Rheinl. in 1 Secunde oder 520 Cubikfuß Rheinl. in 24 Stunden.

§ 51h.

Berechnung des Wasserzolles für beliebig große kreisförmige Oeffnungen.

Nennt man D den Durchmesser der Oeffnung, h die Druckhöhe über dem Mittelpuncte, c den Contractions-Coefficienten (für so kleine Druckhöhen ist derselbe = 0,65) so ist die per Secunde ausfließende Wassermenge

$$M = \tfrac{1}{2}\, c\, \pi\, D^2 \sqrt{g\,h} \left\{ 1 - \tfrac{1}{12\,8} \frac{D^2}{h^2} - \tfrac{1}{32\,7\,7} \frac{D^4}{h^4} \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \right\}.$$

Nimmt man für den Werth des Coefficienten c = 0,65, so giebt diese Formel mit den Thatsachen gut übereinstimmende Werthe für die Ausflußmenge.

Natürlich wendet man zu solchen Messungen immer nur kleine Oeffnungen von nicht über 40 Mill. Durchmesser und ebenso nur kleine Druckhöhen von nicht über 60 bis 70 Mill. an und vermehrt bei größern Wassermengen nur die Anzahl dieser Oeffnungen.

Am passendsten ist es immerhin, keine größere Druckhöhe als etwa 3 Mill. anzunehmen (über dem obern Rande der Oeffnung) wie beim alten französischen Wasserzoll, weil sich alsdann der Wasserspiegel über der Oeffnung gerade so viel senkt, daß der Strahl sich etwas vom obern Rande der Oeffnung trennt, was sehr augenfällig ist und eine leichte Controle ermöglicht, ob die Druckhöhe nicht größer oder kleiner ist.

Sowie sich nämlich der Wasserstrahl (der Wasserspiegel über der Oeffnung) vom obern Rande der Oeffnung zu trennen anfängt, so

beträgt die Druckhöhe (die immer in einiger Entfernung von der Oeffnung verstanden ist) gerade 1 Pariser Linie = $2^1/_2$ bis 3 Mill.

Beispiel. 1) Welches ist die in 5 Stunden, 45 Minuten und 25 Secunden durch den neuen französischen Wasserzoll (20 Mill. Oeffnung, 40 Mill. Druckhöhe) fließende Wassermenge bei 7 Oeffnungen?

Die Tabelle (S. 109) giebt in 5 Stunden = 4167 Liter
45 Minuten = 625 „
25 Secunden = 5,77 „
Total = 4797,77 Liter für 1 Oeffnung,

für 7 Oeffnungen also = 33584,39 Liter.

2) Welche Wassermenge fließt durch eine Oeffnung von 35 Mill. Durchmesser bei einer Druckhöhe von 38 Mill. in einer Secunde ab?

Es ist:

$$M = \tfrac{1}{2}\, c\, \pi\, D^2 \sqrt{g\,h} \left\{ 1 - 1\tfrac{1}{2}\tfrac{1}{8} \frac{D^2}{h^2} - 3\tfrac{1}{2}\tfrac{1}{7}\tfrac{1}{7} \frac{D^4}{h^4} \cdots \right\} =$$

$$\tfrac{1}{2} \times 0{,}65 \times 3{,}14 \times 0{,}035^2 \sqrt{9{,}81 \times 0{,}038} \times$$

$$\times \left\{ 1 - 1\tfrac{1}{2}\tfrac{1}{8} \frac{0{,}035^2}{0{,}038^2} - 3\tfrac{1}{2}\tfrac{1}{7}\tfrac{1}{7} \frac{0{,}035^4}{0{,}038^4} \right\} = 0{,}007 \text{ Cubikm.}$$

§ 51 i.

Controle der Wasservertheilung oder des Wasserconsums mittelst des Wasserzolles.

Der Umstand, daß bei der Wasservermessung mittelst des Wasserzolles nur durch ganze Oeffnungen gemessen werden kann, ist nicht sehr wesentlich von Nachtheil, indem der dadurch entstehende Fehler bei zwei Oeffnungen höchstens $^1/_4$, bei fünf Oeffnungen $^1/_{10}$ und bei 10 Oeffnungen nur $^1/_{20}$ der ganzen Wassermenge betragen kann, womit man schon zufrieden sein darf, da die übrigen Arten der Wassermessung außer derjenigen durch directe Messung durch Füllung eines Reservoirs keine größere Genauigkeit bieten.

Allein abgesehn von der Messung einer beliebigen Wassermenge läßt sich der Wasserzoll außerordentlich gut verwenden, um einer oder mehreren Wasserleitungen ein ganz constantes Wasserquantum zuzumessen oder zufließen zu lassen; oder auch eine Wassermasse in bestimmtem Verhältnisse in mehrere Leitungen zu zertheilen.

Die Fig. 107 bis 111, Taf. 15 stellen eine solche Vorrichtung dar, wie sie bei den französischen Wasserleitungen allgemein üblich ist.

Die Steigröhren A gießen das Wasser in möglichst gleichen Abständen in einem gemeinschaftlichen Kasten B aus, aus welchem es in einen Behälter D gelangt. In der Wand des Behälters D sind die Oeffnungen angebracht, durch welche das Wasser vermessen wird, indem es nach F gelangt. Die Mündung G der zu speisenden Rohrleitungen ist wieder in je einem besondern Kasten H angebracht, dem das Wasser durch eine neue Reihe von Oeffnungen (Wasserzollen) zugeführt wird. Durch die Anzahl dieser Letztern kann jeder Rohrleitung das gewünschte Quantum Wasser zugeführt werden.

Diese Vorrichtung befindet sich auf dem Thurme im Gebäude der Wasserhebungsmaschine und es befinden sich zunächst an der Mauer, ganz frei an leicht zugänzlicher Stelle die Steigrohre, welche das Wasser in den gemeinschaftlichen Kasten B fördern, welcher sich gewöhnlich an drei Wänden des Locales entlang zieht, während an der vierten die Treppe heruntergeht.

Wasser-Zoll

oder Wassermenge, welche aus einer kreisförmigen Oeffnung von 20 Mill. Durchmesser bis 40 Mill. Druckhöhe über dem Mittelpuncte derselben in verschiedenen Zeiten ausfließt.

Dauer des Ausflusses in Secund.	Wassermenge in Litern	Dauer des Ausflusses in Secund.	Wassermenge in Litern	Dauer des Ausflusses in Secund.	Wassermenge in Litern	Dauer des Ausflusses in Secund.	Wassermenge in Litern
1	0,23	16	3,70	31	7,17	46	10,62
2	0,46	17	3,92	32	7,39	47	10,85
3	0,69	18	4,16	33	7,64	48	11,10
4	0,92	19	4,39	34	7,85	49	11,33
5	1,16	20	4,63	35	8,09	50	11,57
6	1,39	21	4,85	36	8,31	51	11,78
7	1,62	22	5,08	37	8,56	52	12,01
8	1,85	23	5,31	38	8,78	53	12,24
9	2,08	24	5,54	39	9,01	54	12,49
10	2,31	25	5,77	40	9,25	55	12,72
11	2,54	26	6,00	41	9,49	56	12,95
12	2,78	27	6,24	42	9,73	57	13,16
13	3,00	28	6,47	43	9,96	58	13,40
14	3,23	29	6,70	44	10,18	59	13,63
15	3,46	30	6,94	45	10,42	60	13,88

Dauer des Ausflusses in Minuten	Wassermenge in Litern	Dauer des Ausflusses in Minuten	Wassermenge in Litern	Dauer des Ausflusses in Minuten	Wassermenge in Litern	Dauer des Ausflusses in Minuten	Wassermenge in Litern
1	13,88	16	222,22	31	430,55	46	639,09
2	27,78	17	236,11	32	444,44	47	652,98
3	41,66	18	250,00	33	458,34	48	666,67
4	55,55	19	263,89	34	472,22	49	680,56
5	69,45	20	277,78	35	486,15	50	694,45
6	83,33	21	291,67	36	500,01	51	708,33
7	97,22	22	305,56	37	513,89	52	722,22
8	111,11	23	319,55	38	527,78	53	736,11
9	125,00	24	333,34	39	541,68	54	749,97
10	138,89	25	347,22	40	555,56	55	763,89
11	152,78	26	361,11	41	569,45	56	777,78
12	166,67	27	375,00	42	583,34	57	791,67
13	180,56	28	388,89	43	597,22	58	805,56
14	194,45	29	402,78	44	611,11	59	819,45
15	208,33	30	416,67	45	625,00	60	833,34

Dauer des Ausflusses in Stunden	Wassermenge in Cubikm.	Dauer des Ausflusses in Stunden	Wassermenge in Cubikm.	Dauer des Ausflusses in Stunden	Wassermenge in Cubikm.	Dauer des Ausflusses in Stunden	Wassermenge in Cubikm.
1	0,833	7	5,833	13	10,733	19	15,833
2	1,667	8	6,657	14	11,667	20	16,667
3	2,500	9	7,500	15	12,500	21	17,500
4	3,333	10	8,333	16	13,333	22	18,333
5	4,167	11	9,167	17	14,167	23	19,167
6	5,000	12	10,000	18	15,000	24	20,000

Der Arbeiter kann leicht die vorgeschriebene Controle ausüben, da die Kasten B, C und D unmittelbar vor dem Kasten A angebracht sind. Die Oeffnungen, welche zur Messung dienen, haben 1" Pariser Durchmesser und es ist zur Erzielung einer verläßlichen Messung in erster Linie nothwendig, daß die Formen der Oeffnungen in dünner Wand genau in gleicher Größe und Höhe angebracht sind und es muß auf Erfüllung dieser Bedingung alle Sorgfalt verwendet werden.

Um dies zu erreichen, werden die Messing- oder Kupferbleche (welche dem Rosten nicht so sehr unterworfen sind), in welche die Löcher angebracht werden — und zwar in einem Abstande von etwa 75 Millimetern — möglichst genau in gleicher Höhe eingesetzt und dafür Sorge

getragen, daß der Wasserspiegel vor den Oeffnungen sich gleichmäßig senkt, was man durch den ziemlich großen Querschnitt des Kastens leicht erreichen kann. Der Kasten erhält daher eine möglichst große Länge und einen regelmäßigen Zufluß des Wassers.

Das Vermessen der Wassermenge selbst geschieht nun folgendermaßen.

Die sämmtlichen Oeffnungen oder Wasserzolle sind mit gewöhnlichen Korken verschlossen, und sowie das Wasser durch die Steigröhren herbeizufließen angefangen und der Kasten angefüllt ist, nimmt der Arbeiter einen Kork nach dem andern heraus, und fährt mit dieser Manipulation so lange fort, als sich die obern Ränder der Oeffnungen von den durchfließenden Wasserstrahlen lostrennen, aber doch die Strahlen sonst ganz voll ausfließen. Man kann dieses sehr leicht erkennen, da diese Lostrennung ein sehr auffallendes Merkmal bildet.

Sowie nun die Strahlen in dieser Weise ausfließen, daß sie sich gerade von den obern Rändern der Oeffnungen lostrennen, so ist die Druckhöhe gerade eine Linie Pariſermaß und es fließt somit bei einem Pariſer Zoll Durchmesser der Oeffnungen genau eine Wassermenge = dem alten französischen Wasserzoll = 15 Pinten in der Minute oder 19,1953 Cubikm. Wasser in 24 Stunden durch eine jede der offenen Oeffnungen aus.

Diese Meßmethode gewährt durch ihre außerordentliche Einfachheit und Sicherheit viele Vortheile und Bequemlichkeiten.

Die sämmtlichen Kasten dieser Meßvorrichtung ruhen auf einem starken hölzernen Gestelle in solcher Höhe, daß der Arbeiter bequem zu den in passender Höhe liegenden Oeffnungen gelangen kann. Die hölzernen Kasten sind mit Bleiplatten ausgefüttert.

Durch die Anordnung einer solchen Controlvorrichtung wie die oben erwähnte wird ungefähr ein Fuß an der Druckhöhe des Wassers verloren, und es kommt somit dieser Verlust bei den meisten Wasserleitungen kaum in Betracht.

§ 52.

Versuche über die Contraction der Wasserstrahlen.

Zur Bestimmung der Werthe der Zusammenziehung der Wasserstrahlen für verschiedene gegebene Verhältnisse kann nicht eine directe Messung vorgenommen werden, da einerseits diese Messung nicht genau genug stattfinden könnte, und andererseits der austretende Wasserstrahl selten an ein und derselben Stelle den gleichen Querschnitt beibehält.

Dieser Querschnitt ändert sich vielmehr beständig in Folge von regelmäßigen Schwingungen in der Längenrichtung des Strahles, der letztere dreht sich dabei mehr oder weniger um seine Axe und es wäre somit ein genaues Resultat durch eine solche Messung kaum zu erhalten.

Immerhin haben die diesbezüglichen Versuche festgestellt, daß die geringere ausfließende Wassermenge nicht etwa eine Folge einer verminderten Durchflußgeschwindigkeit, sondern einer wirklich stattfindenden Zusammenziehung des Wasserstrahles ist, indem bei runden Oeffnungen von 3 bis 8 Centimeter Durchmesser der Querschnitt des ausgetretenen Wasserstrahles nur 0,64 vom Querschnitt der Oeffnung betragen hat.

Das einfachste und zugleich sicherste Mittel zur Bestimmung der Contraction besteht daher in einer Vergleichung der wirklichen Ausflußmenge mit der theoretischen $Q\sqrt{2gH}$. Allerdings erhält man auf diese Weise nicht den eigentlichen Contractions-Coefficienten, sondern das Product aus dem Contractions in den Geschwindigkeits-Coefficienten, den man Corrections-Coefficient nennen kann.

Da indessen in allen Fällen die wirkliche Austrittgeschwindigkeit sehr nahe gleich der theoretischen $\sqrt{2gH}$ ist, so kann man den Corrections-Coefficienten als Contractions-Coefficient gelten lassen, da die Praxis überhaupt ja beständig mit dem Producte beider zu thun hat.

Diese Coefficienten sind von verschiedenen Physikern bestimmt worden; allein die vollständigsten, umfassendsten und mit großer Genauigkeit angestellten Versuche verdanken wir den Genieofficieren Poncelet und Lesbros, welche dieselben von 1827 bis 1834 im Auftrage der französischen Regierung ausgeführt haben. Die Resultate derselben sind im Jahre 1851 durch die französische Academie der Wissenschaften veröffentlicht worden. Der erste Theil dieser Versuche bezog sich auf die Bestimmung der Contractions-Coefficienten für Oeffnungen in dünnen Wänden mit vollständiger Contraction (von allen vier Seiten), während der zweite Theil die Bestimmung der Ausflußmengen aus Schützen-Oeffnungen und Schleusen bei den verschiedenen in der Praxis vorkommenden Anordnungen umfaßt.

Der erste Theil dieser Versuche mit ihren Resultaten ist in den folgenden beiden Tabellen zusammengestellt. Die erste Tabelle giebt die Multiplicatoren der theoretischen Ausflußmengen für kleine Oeffnungen in dünnen Wänden, welche am Boden oder in den Seitenwänden angebracht sind und zwar für den Fall, daß die Druckhöhe von dem ruhigen, in einiger Entfernung vor der Oeffnung noch ungesenkten

Wasserspiegel gemessen wird, während bei den Versuchen der zweiten Tabelle die Druckhöhe direct über der Austrittöffnung (wo der Wasserspiegel immer etwas niedriger steht) gemessen worden ist. (Tabelle S. 115 u. 116.)

§ 53.

Berechnung der Schützen-Oeffnungen und deren Durchflußmengen.

Die durch eine Schützen-Oeffnung abfließende Wassermenge hängt außer von den Dimensionen der Oeffnung und vom Drucke so außerordentlich von der Anordnung derselben ab, daß die speciellen Fälle einzeln betrachtet werden müssen.

Bei einer Schützen-Oeffnung wie in Fig. 109, wo die Contraction auf allen vier Seiten stattfindet, letztere also vollständig ist, ist die in einer Secunde ausfließende Wassermenge Q in Cubikm.

$$Q = k L E \sqrt{2 g H},$$

wobei k der aus den beiden obigen Tabellen entnommene Contractions-Coefficient, L die Breite, E die Höhe der Schützen-Oeffnung und H die Druckhöhe, gemessen vom Oberwasserspiegel bis zum Mittelpunct der Schützen-Oeffnung, bedeutet. (Siehe die Anmerkung S. 117.)

Beispiel. Sei die Druckhöhe über dem Mittelpuncte der Schützen-Oeffnung = 1,3 M., die Breite der Letztern 1,20 M. und die Höhe 0,10 M. Aus der Tabelle ergiebt sich der Coefficient k = 0,614. Es ist somit die per Secunde ausfließende Wassermenge

$$Q = 0{,}614 \,.\, 1{,}20 \,.\, 0{,}10 \sqrt{19{,}62 \,.\, 1{,}3} = 0{,}372 \text{ Cubikm.}$$

Für eine ins Wasser getauchte Schützen-Oeffnung nach Fig. 110 ist die per Secunde ausfließende Wassermenge in Cubikm. =

$$Q = k L E \sqrt{2 g (H - H_1)},$$

wobei $(H - H_1) = h$ die Differenz der beiden Wasserspiegelhöhen bedeutet; der Coefficient k übrigens aus derselben Tabelle wie oben zu entnehmen ist.

Ist z. B. $H = 1{,}70$ M.; $H_1 = 0{,}30$ M. $L = 0{,}90$ M. und $E = 0{,}10$ M., so ist $h = H - H_1 = 1{,}40$ M. und die Tabelle giebt für $k = 0{,}612$.

Es ist demnach:

$$Q = 0{,}612 \,.\, 0{,}90 \,.\, 0{,}10 \sqrt{19{,}62 \,.\, 1{,}40} = 0{,}2886 \text{ Cubikm.}$$

§ 54.

Anmerkung zum Gebrauche der Tafeln über die Contraction.

Wenn die Höhe der Schützenöffnung, sowie die Druckhöhe über dem obern Rand der Oeffnung zwischen zwei in der Tabelle enthaltene Werthe fallen, so hat man als Coefficienten nur das arithmetische Mittel zwischen den diesen Werthen entsprechenden Coefficienten zu nehmen.

Ist z. B. H = 1,50 M.; L = 0,80 M.; E = 0,18 M., so fällt die Höhe der Oeffnung zwischen die Werthe 0,20 und 0,10 M. und der Coefficient wird = 0,6038, also die ausfließende Wassermenge per Secunde

$$Q = 0{,}6038 \,.\, 0{,}80 \,.\, 0{,}18 \sqrt{19{,}62 \,.\, 1{,}5} = 0{,}471 \text{ Cubikm.}$$

Für die meisten Fälle erhält man genügende Annäherung, wenn man den in der Tabelle dem aufgesuchten Werthe zunächst vorhergehenden oder nachfolgenden Coefficienten benützt.

Wie aus dem folgenden Paragraphen hervorgeht, ist der Coefficient in allen Fällen der Praxis unabhängig von der Breite der Schützen-Oeffnung.

§ 55.

Contractions-Coefficienten für rechtwinklige verticale Oeffnungen in dünnen Wänden, mit vollständiger Contraction und Ausfluß in freie Luft.

Druckhöhe absolut gemessen.

Druckhöhe über dem obern Rand der Oeffnung in Metern	Contractions-Coefficienten für eine Höhe der Ausflußöffnung von					
	0,20 Met.	0,10 Met.	0,05 Met.	0,03 Met.	0,02 Met.	0,01 Met.
0,000	—	—	—	—	—	—
0,005	—	—	—	—	—	0,705
0,010	—	—	0,607	0,630	0,660	0,701
0,015	—	0,593	0,612	0,632	0,660	0,697
0,020	0,572	0,596	0,615	0,634	0,659	0,694
0,030	0,578	0,600	0,620	0,638	0,659	0,688
0,040	0,582	0,603	0,623	0,640	0,658	0,683
0,050	0,585	0,605	0,625	0,640	0,658	0,679
0,060	0,587	0,607	0,627	0,640	0,657	0,676
0,070	0,588	0,609	0,628	0,639	0,656	0,673
0,080	0,589	0,610	0,629	0,638	0,656	0,670

Druckhöhe über dem obern Rand der Oeffnung in Metern	Contractions-Coefficienten für eine Höhe der Ausflußöffnung von					
	0,20 Met.	0,10 Met.	0,05 Met.	0,03 Met.	0,02 Met.	0,01 Met.
0,090	0,591	0,610	0,629	0,637	0,655	0,668
0,100	0,592	0,611	0,630	0,637	0,654	0,666
0,120	0,593	0,612	0,630	0,636	0,653	0,663
0,140	0,595	0,613	0,630	0,635	0,651	0,660
0,160	0,596	0,614	0,631	0,634	0,650	0,658
0,180	0,597	0,615	0,630	0,634	0,649	0,657
0,200	0,598	0,615	0,630	0,633	0,648	0,655
0,250	0,599	0,616	0,630	0,632	0,646	0,653
0,300	0,600	0,616	0,629	0,632	0,644	0,650
0,400	0,602	0,617	0,628	0,631	0,642	0,647
0,500	0,603	0,617	0,628	0,630	0,640	0,644
0,600	0,604	0,617	0,627	0,630	0,638	0,642
0,700	0,604	0,616	0,627	0,630	0,637	0,640
0,800	0,605	0,616	0,627	0,629	0,636	0,637
0,900	0,605	0,615	0,626	0,628	0,634	0,635
1,000	0,605	0,615	0,626	0,628	0,633	0,632
1,100	0,604	0,614	0,625	0,627	0,631	0,629
1,200	0,604	0,614	0,624	0,626	0,628	0,626
1,300	0,603	0,613	0,622	0,624	0,625	0,622
1,400	0,603	0,612	0,621	0,622	0,622	0,618
1,500	0,602	0,611	0,620	0,620	0,619	0,615
1,600	0,602	0,611	0,618	0,618	0,617	0,613
1,700	0,602	0,610	0,617	0,616	0,615	0,612
1,800	0,601	0,609	0,615	0,615	0,614	0,612
3,000	0,601	0,603	0,606	0,608	0,610	0,609

§ 56.

Contractions-Coefficienten für rechtwinklige verticale Oeffnungen in dünnen Wänden, mit vollständiger Contraction und Ausfluß in freie Luft.

Druckhöhe über dem obern Rand der Oeffnung gemessen.

Druckhöhe über dem obern Rand der Oeffnung in Metern	Contractions-Coefficienten für eine Höhe der Ausflußöffnung von					
	0,20 Met.	0,10 Met.	0,05 Met.	0,03 Met.	0,02 Met.	0,01 Met.
—	0,619	0,667	0,713	0,766	0,783	0,795
0,005	0,597	0,630	0,668	0,725	0,750	0,778

Druckhöhe über dem obern Rand der Oeffnung in Metern	Contractions-Coefficienten für eine Höhe der Ausflußöffnung von					
	0,20 Met.	0,10 Met.	0,05 Met.	0,03 Met.	0,02 Met.	0,01 Met.
0,010	0,595	0,618	0,642	0,687	0,720	0,762
0,015	0,594	0,615	0,639	0,674	0,707	0,745
0,020	0,594	0,614	0,638	0,668	0,697	0,729
0,030	0,593	0,613	0,637	0,659	0,685	0,708
0,040	0,593	0,612	0,636	0,654	0,678	0,695
0,050	0,593	0,612	0,636	0,651	0,672	0,686
0,060	0,594	0,613	0,635	0,647	0,668	0,681
0,070	0,594	0,613	0,635	0,645	0,665	0,677
0,080	0,594	0,613	0,635	0,643	0,662	0,675
0,090	0,595	0,614	0,634	0,641	0,659	0,672
0,100	0,595	0,614	0,634	0,640	0,657	0,669
0,120	0,596	0,614	0,633	0,637	0,655	0,665
0,140	0,597	0,614	0,632	0,636	0,653	0,661
0,160	0,597	0,615	0,631	0,635	0,651	0,659
0,180	0,598	0,615	0,631	0,634	0,650	0,657
0,200	0,599	0,615	0,630	0,633	0,649	0,656
0,250	0,600	0,616	0,630	0,632	0,646	0,653
0,300	0,601	0,616	0,629	0,632	0,644	0,651
0,400	0,602	0,617	0,629	0,631	0,642	0,647
0,500	0,603	0,617	0,628	0,630	0,640	0,645
0,600	0,604	0,617	0,627	0,630	0,638	0,643
0,700	0,604	0,616	0,627	0,629	0,637	0,640
0,800	0,505	0,616	0,627	0,629	0,636	0,637
0,900	0,505	0,615	0,626	0,628	0,634	0,635
1,000	0,505	0,615	0,626	0,628	0,633	0,632
1,100	0,604	0,614	0,625	0,627	0,631	0,629
1,200	0,604	0,614	0,624	0,626	0,628	0,626
1,300	0,603	0,613	0,622	0,624	0,625	0,622
1,400	0,603	0,612	0,621	0,622	0,622	0,618
1,500	0,602	0,611	0,620	0,620	0,619	0,615
1,600	0,602	0,611	0,618	0,618	0,617	0,613
1,700	0,602	0,610	0,617	0,616	0,615	0,612
1,800	0,601	0,609	0,615	0,615	0,614	0,612
1,900	0,601	0,608	0,614	0,613	0,613	0,611
3,000	0,601	0,603	0,606	0,608	0,610	0,609

Anmerkung. Es ist wohl darauf zu achten, daß wenn sich auch der Ausfluß-Coefficient auf die Druckhöhe über dem obern Rand der Oeffnung bezieht, in der Formel für Q als Druckhöhe ohne Ausnahme die wirkliche Druckhöhe H über dem Centrum der Oeffnung angewendet werden muß.

§ 57.

Einfluß der Breite der Schützenöffnung auf die ausfließende Wassermenge.

Lesbros hat durch seine Versuche nachgewiesen, daß der Werth des Coefficienten der Contraction zum kleinsten Theile von der Breite der Schützenöffnung abhängig ist, daß somit die durchfließende Wassermenge dieser Breite proportional angenommen werden kann. Die folgende Tabelle enthält die Resultate seiner Versuche mit drei verschiedenen Oeffnungen in dünner Wand von der gemeinschaftlichen Höhe von 0,02 M. und von den verschiedenen Breiten von 0,60, 0,20 und 0,02 M.

Der Ausfluß geschah in die freie Luft und die Druckhöhe über dem obern Rand der Oeffnung wurde an einer Stelle gemessen, wo der Wasserspiegel in einiger Entfernung von der Oeffnung vollkommen ruhig (noch nicht gesenkt) war.

Contractions-Coefficienten für Oeffnungen verschiedener Breite.

Druckhöhe über dem obern Rand der Oeffnung in Metern	Oeffnungen 0,02 Meter hoch und von einer Breite von		
	0,60 Metern	0,20 Metern	0,02 Metern
0,01	0,644	0,660	0,660
0,05	0,641	0,658	0,656
0,10	0,630	0,655	0,653
0,20	0,635	0,649	0,648
0,30	0,633	0,645	0,644
0,40	0,631	0,642	0,640
0,50	0,630	0,640	0,639
1,00	0,626	0,632	0,632
1,20	0,625	0,627	0,628
1,40	0,624	0,622	0,623
1,60	0,623	0,618	0,619
1,80	0,621	0,615	0,616
2,00	0,620	0,613	0,613

Druckhöhe über dem obern Rand der Oeffnung in Metern	Oeffnungen 0,02 Meter hoch und von einer Breite von		
	0,60 Metern	0,20 Metern	0,02 Metern
3,00	0,615	0,608	0,608
0,60	0,629	0,638	0,637
0,70	0,628	0,637	0,635
0,80	0,628	0,635	0,634
0,90	0,627	0,634	0,633

Man sieht aus dieser Tabelle, daß die Coefficienten für eine Breite der Austrittöffnungen von 2 bis 20 Centimeter sehr nahe dieselben geblieben sind, und daß der Werth derselben sich bei einer Zunahme der Breite von 2 bis 60 Centimeter höchstens um $^1/_{30}$ geändert hat. Man kann daher in der Praxis den Satz als richtig anerkennen, daß die Breite der Oeffnungen ohne Einfluß auf die Contractions-Coefficienten ist.

§ 58.

Einfluß der Höhe der Austrittöffnungen.

Eine aufmerksame Betrachtung der obigen Tabelle läßt dagegen erkennen, daß die Contractions-Coefficienten um so größer werden, je geringer die Höhe der Austrittöffnung ist.

Es fließt also bei derselben Druckhöhe mehr Wasser durch eine wenig hohe lange Oeffnung von demselben Querschnitte als eine höhere und schmälere Oeffnung.

Man sieht daraus, daß man bei der Bestimmung des Wasserquantums bei Feststellung des Güteverhältnisses eines hydraulischen Motors nicht genug alle Umstände berücksichtigen kann, wie dies auch ganz besonders aus den nachfolgenden Paragraphen hervorgeht.

§ 59.

Einfluß der Wanddicke auf die Ausfluß-Coefficienten.

In der Praxis kommt der Fall, welcher hier besprochen werden soll, außerordentlich häufig vor. Ein gewöhnlicher Schützenzug von 5 Centimeter Dicke, mitten in einer Wand angebracht, so daß die Contraction vollständig von allen vier Seiten stattfindet, gleitet zwischen zwei Leisten von 5 Centimeter Dicke und sitzt in seiner tiefsten Stellung auf einer Schwelle von 10 Centim. Dicke auf (Fig. 111).

Der vorliegende Fall ist bei wichtigern Wasservermessungen leicht zu realisiren und es wird von ganz besonderm Interesse sein, die Versuchsresultate und deren Vergleichung mit denjenigen über den Ausfluß aus dünnen Wänden in den folgenden beiden Tabellen zusammengestellt zu finden.

Die zweite der beiden folgenden Tabellen enthält die Versuchsresultate, welche Lesbros mit der Schützen-Anordnung (Fig. 111) bei verschiedener Höhe der Oeffnung und verschiedenen Druckhöhen erhalten hat. Die erstere Tabelle dagegen enthält die Vergleichung der Ausfluß-Coefficienten für gleich große Oeffnungen bei derselben Druckhöhe aber für Ausfluß aus einer dünnen Wand und einer Wand von 5 Centim. Dicke, bei der Anordnung des Schützenzuges nach Fig. 111, dessen Breite = 0,60 Meter.

§ 60.

Vergleichung des Ausflusses aus Wänden verschiedener Dicke.

Druckhöhe über dem obern Rand der Oeffnung in Metern	Austrittöffnungen von einer verschiedenen Höhe von					
	0,20 Meter		0,05 Meter		0,03 Meter	
	Wand von 5 Centim. Dicke	Aus dünner Wand	Wand von 5 Centim. Dicke	Aus dünner Wand	Wand von 5 Centim. Dicke	Aus dünner Wand
0,05	0,645	0,585	0,651	0,625	0,680	0,640
0,10	0,658	0,592	0,672	0,630	0,695	0,637
0,50	0,676	0,603	0,696	0,628	0,711	0,631
1,00	0,676	0,605	0,695	0,625	0,706	0,627
1,50	0,675	0,602	0,694	0,619	0,700	0,621
2,00	0,674	0,601	0,694	0,613	0,697	0,613
3,00	0,670	0,601	0,692	0,606	0,693	0,607

Coefficienten für den Ausfluß aus einer Schützenöffnung nach Fig. 111, von 0,60 M. Breite, 5 Ctm. Wanddicke, 10 Ctm. breiten Bodenschwelle.

Druckhöhe über dem obern Rand der Oeffnung in Metern	Ausfluß-Coefficienten für eine Höhe der Oeffnung von			
	0,40 Meter	0,20 Meter	0,05 Meter	0,03 Meter
0,005	—	—	0,624	0,654
0,010	—	—	0,627	0,657
0,015	—	—	0,630	0,661
0,020	—	—	0,634	0,664

Druckhöhe über dem obern Rand der Oeffnung in Metern	Ausfluß-Coefficienten für eine Höhe der Oeffnung von			
	0,40 Meter	0,20 Meter	0,05 Meter	0,03 Meter
0,030	—	0,636	0,640	0,670
0,040	—	0,641	0,640	0,670
0,050	0,624	0,645	0,651	0,680
0,060	0,627	0,648	0,656	0,684
0,070	0,629	0,652	0,661	0,687
0,080	0,631	0,654	0,665	0,690
0,090	0,633	0,656	0,669	0,693
0,100	0,635	0,658	0,672	0,695
0,120	0,639	0,662	0,679	0,699
0,140	0,642	0,664	0,681	0,702
0,160	0,644	0,667	0,684	0,704
0,180	0,646	0,669	0,689	0,706
0,200	0,648	0,671	0,691	0,707
0,300	0,654	0,677	0,695	0,710
0,400	0,654	0,679	0,696	0,711
0,500	0,653	0,678	0,696	0,711
0,600	0,650	0,677	0,696	0,710
0,700	0,646	0,677	0,696	0,709
0,800	0,643	0,676	0,695	0,708
0,900	0,639	0,676	0,695	0,707
1,000	0,636	0,676	0,695	0,706
1,100	0,633	0,676	0,695	0,704
1,200	0,630	0,675	0,695	0,703
1,300	0,628	0,675	0,695	0,702
1,400	0,626	0,675	0,694	0,701
1,500	0,624	0,675	0,694	0,700
1,600	0,622	0,675	0,694	0,699
1,700	0,621	0,675	0,694	0,699
1,800	0,620	0,674	0,694	0,698
1,900	0,618	0,674	0,694	0,697
2,000	0,617	0,674	0,694	0,697
3,000	0,607	0,673	0,692	0,693

Man sieht aus dieser Tabelle, daß die größere Wanddicke bei der Austrittöffnung eine wesentlich größere Ausflußmenge zur Folge hat, indem die Coefficienten bei einer Höhe der Oeffnung von 0,20 M. um $^1/_{10}$ größer sind, als bei dem Austritte aus dünner Wand.

Die erstere der beiden obigen Tabellen läßt diesen Einfluß der Wanddicke deutlich erkennen und aus beiden Tabellen geht hervor, daß die Ausfluß-Coefficienten kleiner werden, je mehr die Höhe der Oeffnungen zunimmt. Für eine Druckhöhe von 1,5 M. über dem Rande der Oeffnung und bei einer Höhe der letztern von 0,03 M. ist der Coefficient = 0,700, während er bei einer Höhe der Oeffnung von 0,40 M. nur noch 0,624 beträgt.

§ 61.

Einfluß der Stellung der Wände auf die Ausflußmenge aus Schützenöffnungen.

Die Versuche Lesbros' haben für die nachfolgenden Anordnungen der Wände des Reservoirs (Anordnung Fig. 112 a und b) die in der untenstehenden Tabelle enthaltenen Resultate ergeben.

Die Wände stehn bei beiden dieser Anordnungen sowohl am Boden als zu beiden Seiten in der Flucht der Ausflußöffnung selbst, bei der Anordnung a dagegen ragen die Kanten der Austrittöffnung nur um 2 Centimeter aus den Wänden hervor. Bei der Anordnung b findet mithin Contraction nur von der obern Seite her statt, während bei derjenigen a die sowohl unten als zu beiden Seiten um 2 Centimeter vorstehenden Kanten auch noch eine kleine seitliche Contraction verursachen.

Druckhöhe über dem obern Rand der Oeffnung in Metern	Austritt-Coefficienten für die gemessenen Druckhöhen			
	bei der Anordnung a		bei der Anordnung b	
	Druckhöhe absolut gemessen	Druckhöhe über der Oeffnung gemessen	Druckhöhe absolut gemessen	Druckhöhe über der Oeffnung gemessen
0,160	0,679	0,695	—	0,721
0,170	0,678	0,693	—	0,717
0,180	0,677	0,692	—	0,714
0,190	0,676	0,691	0,715	0,712
0,200	0,676	0,690	0,708	0,710
0,300	0,672	0,683	0,687	0,697
0,400	0,670	0,678	0,682	0,690
0,500	0,668	0,675	0,680	0,687
0,600	0,667	0,673	0,679	0,685
0,700	0,666	0,671	0,678	0,683
0,800	0,665	0,670	0,677	0,681
0,900	0,665	0,669	0,677	0,681

Druckhöhe über dem obern Rand der Oeffnung in Metern	Austritt-Coefficienten für die gemessenen Druckhöhen			
	bei der Anordnung a		bei der Anordnung b	
	Druckhöhe absolut gemessen	Druckhöhe über der Oeffnung gemessen	Druckhöhe absolut gemessen	Druckhöhe über der Oeffnung gemessen
1,000	0,664	0,663	0,676	0,680
1,100	0,664	0,666	0,676	0,679
1,200	0,663	0,666	0,675	0,678
1,300	0,663	0,665	0,674	0,676
1,400	0,662	0,664	0,673	0,674
1,500	0,661	0,663	0,672	0,672
1,600	0,661	0,662	0,671	0,671
1,700	0,660	0,662	0,670	0,670

Die nähere Betrachtung der Tabelle zeigt, daß die Coefficienten für beide Anordnungen etwas größer sind, wenn die Druckhöhe unmittelbar über der Oeffnung gemessen wird, als im andern Falle, wo man die Druckhöhe absolut, d. h. etwas von der Oeffnung entfernt an einer noch ruhigen ungesenkten Stelle des Wasserspiegels mißt. Der Unterschied ist indessen nur $^1/_{42}$ in der ganzen Ausdehnung der Tabellenwerthe und bleibt in der Regel $^1/_{60}$ oder darunter, so daß es für alle Fälle der Praxis gleichgültig ist, wo die Druckhöhe gemessen wird. Immerhin soll dieses an einer Stelle geschehn, wo der Wasserspiegel ohne Bewegung und Oscillationen ist.

Man sieht ferner aus der Tabelle, daß die Oeffnung nach der Anordnung a, wo die Kanten der Oeffnung um 2 Centim. von den Boden- und Seitenwänden abstehn, geringere Coefficienten ergeben hat, indem dort mehr Zusammenziehung stattfindet, als bei der Anordnung b. Der Unterschied beläuft sich indessen nur auf circa $^1/_{20}$ des Werthes für die geringern Druckhöhen und sinkt unter $^1/_{50}$ von einer Druckhöhe über 1,00 Meter an.

Der mittlere Werth des Coefficienten für die Anordnung a beträgt 0,668 und da derselbe vom Maximal- und Minimal-Werthe nicht mehr als um $^1/_{60}$ differirt, so kann derselbe in der Praxis für alle Druckhöhen als gültig bezeichnet werden.

Die Wassermenge Q, welche per 1 Secunde aus einer nach a angeordneten Schützenöffnung fließt, ist somit allgemein:

$$Q = 0{,}668\,L\,E\sqrt{2\,g\,H},$$

dagegen für eine nach der Anordnung b ausgeführte Oeffnung

$$Q = 0{,}685\, L E \sqrt{2gH},$$

wenn L die Breite und E die Höhe der Oeffnung bezeichnet.

§ 62.

Ausfluß aus Oeffnungen ohne seitliche Contraction,

aber mit Zusammenziehung von oben und unten.

Wenn bei einer Schützenöffnung die seitliche Contraction beseitigt ist, indem die Wände des Reservoirs oder des Canales zu beiden Seiten sich in derselben Flucht mit den Kanten der Oeffnung befinden, während von der obern und untern Seite her Contraction stattfindet, wie die Fig. 114 zeigt, so werden die Coefficienten des Ausflusses kleiner als im vorhergehenden Falle.

Die Resultate der mit einer solchen Falle angestellten Versuche sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellt. Man sieht aus derselben, daß für die am meisten vorkommenden Oeffnungshöhen von 0,20 Meter bis 0,05 Meter die Coefficienten des Ausflusses bei verschiedenen Druckhöhen so ziemlich dieselben bleiben, so daß man durch allgemeine Annahme des mittlern Werthes 0,64 eine Annäherung bis auf $^1/_{60}$ genau erhält für Oeffnungen, die sich nicht weit von 20 Centim. entfernen; daß ferner die größte Differenz sich nicht über $^1/_{31}$ belaufen würde für die kleinsten Oeffnungen von 0,05 Meter Höhe.

Es kann daher für die Anordnung Fig. 114 allgemein angenommen werden, daß die abfließende Wassermenge

$$Q = 0{,}64\, L E \sqrt{2gH}.$$

Ausfluß-Coefficienten

bei aufgehobener seitlicher Contraction.

Druckhöhe über dem obern Rand der Oeffnung in Metern	Ausfluß-Coefficient für eine Höhe der Oeffnung von		
	0,20 Meter	0,05 Meter	0,01 Meter
0,010	—	0,659	0,730
0,015	—	0,657	0,721
0,020	—	0,655	0,715
0,030	—	0,653	0,706
0,040	0,649	0,651	0,699
0,050	0,648	0,649	0,695

Druckhöhe über dem obern Rand der Oeffnung in Metern	Ausfluß-Coefficient für eine Höhe der Oeffnung von		
	0,20 Meter	0,05 Meter	0,01 Meter
0,060	0,647	0,648	0,691
0,070	0,647	0,647	0,689
0,080	0,646	0,646	0,686
0,090	0,645	0,646	0,684
0,100	0,645	0,645	0,683
0,120	0,644	0,644	0,681
0,140	0,643	0,644	0,679
0,160	0,642	0,643	0,678
0,180	0,641	0,643	0,676
0,200	0,641	0,642	0,675
0,300	0,639	0,642	0,671
0,400	0,639	0,641	0,668
0,500	0,639	0,640	0,666
0,600	0,638	0,639	0,665
0,700	0,638	0,638	0,663
0,800	0,638	0,637	0,662
0,900	0,638	0,635	0,660
1,000	0,638	0,634	0,658
1,100	0,638	0,633	0,656
1,200	0,638	0,631	0,655
1,300	0,638	0,630	0,653
1,400	0,637	0,628	0,652
1,500	0,637	0,627	0,651
1,600	0,637	0,626	0,650
1,700	0,637	0,625	0,649
1,800	0,637	0,623	0,648
1,900	0,636	0,622	0,647
2,000	0,636	0,621	0,647
3,000	0,634	0,614	0,644

Breite der Oeffnung = 0,20 Meter.

§ 63.

Einfluß abgerundeter Kanten, nebst Bodenschwellen.

In den meisten Fällen der Praxis sind die Fallenzüge, resp. die Oeffnungen der Schützen zwischen zwei verticalen Balken oder Pfosten

angebracht, welche in der Regel eine Dicke von 25 bis 30 Centimetern erhalten. Am untern Theile der Oeffnung sind diese Balken durch eine horizontale Schwelle verbunden, auf welcher die niedergelassene Schütze aufsitzt und deren Breite ebenfalls 25 bis 30 Centim. beträgt.

Der Schützen oder die Falle gleitet zwischen zwei seitlichen Führungsleisten von 4 bis 5 Centim. Dicke.

Es ist dieses die ganz gewöhnliche Anordnung.

In wenigen Fällen ist die innere Kante der Schwelle sowohl als die seitlichen und obern Ränder der Oeffnung abgerundet, öfter schon die obere Kante (untere Kante des Schützens) und die obere Kante der untern Schwelle.

Die folgende Tabelle enthält die Versuchsresultate mit zwei Anordnungen von der oben erwähnten gewöhnlichen Art, wo die Seitenpfosten und die Bodenschwelle eine Dicke von 27 Centim. haben und zwar unterscheiden sich beide Anordnungen (Fig. 115 und 116) einzig dadurch, daß bei der einen die Kanten der Oeffnung und der Schwelle scharf gehalten sind, während Kanten und Schwelle der andern Anordnung mäßig abgerundet wurden. Wie die Betrachtung der Tabelle zeigt, liefert die Oeffnung e mit abgerundeten Kanten etwas größere Coefficienten als diejenige d mit scharfen Kanten. Da der Unterschied indessen nur $^1/_{35}$ des ganzen Werthes beträgt, so ist derselbe so wenig bedeutend, daß er in der Praxis meistens vernachlässigt werden kann.

Ausfluß-Coefficienten einer Schützenöffnung mit runden und scharfen Kanten bei 27 Centim. dicken Seitenpfosten und Schwelle mit Contraction auf allen vier Seiten. Anordnungen d und e (Fig. 115 und 116).

Druckhöhe über dem obern Rand der Oeffnung in Metern	Anordnung d, scharfe Kanten			Anordnung e, abgerundete Kanten		
	Coefficienten für eine Höhe der Oeffnung von			Coefficienten für eine Höhe der Oeffnung von		
	0,20 Met.	0,05 Met.	0,01 Met.	0,20 Met.	0,05 Met.	0,01 Met.
0,050	—	0,719	0,711	—	0,717	0,729
0,060	—	0,716	0,708	—	0,715	0,726
0,070	—	0,714	0,706	—	0,713	0,723
0,080	—	0,712	0,704	—	0,711	0,721
0,090	—	0,710	0,703	—	0,710	0,719
0,100	—	0,709	0,701	—	0,709	0,717
0,120	—	0,700	0,699	—	0,706	0,714
0,140	0,780	0,703	0,697	0,745	0,704	0,711

Druckhöhe über dem obern Rand der Oeffnung in Metern	Anordnung d, scharfe Kanten			Anordnung e, abgerundete Kanten		
	Coefficienten für eine Höhe der Oeffnung von			Coefficienten für eine Höhe der Oeffnung von		
	0,20 Met.	0,05 Met.	0,01 Met.	0,20 Met.	0,05 Met.	0,01 Met.
0,160	0,760	0,700	0,695	0,738	0,703	0,709
0,180	0,732	0,698	0,693	0,722	0,701	0,706
0,200	0,713	0,696	0,692	0,713	0,700	0,704
0,300	0,688	0,689	0,687	0,705	0,697	0,697
0,400	0,684	0,685	0,683	0,703	0,695	0,694
0,500	0,682	0,682	0,682	0,702	0,695	0,693
0,600	0,682	0,681	0,680	0,701	0,694	0,693
0,700	0,681	0,680	0,680	0,701	0,694	0,693
0,800	0,681	0,680	0,680	0,700	0,693	0,694
0,900	0,681	0,679	0,680	0,700	0,693	0,695
1,000	0,680	0,679	0,680	0,700	0,692	0,695
1,100	0,680	0,678	0,679	0,699	0,692	0,695
1,200	0,680	0,678	0,679	0,699	0,690	0,694
1,300	0,680	0,678	0,678	0,699	0,690	0,693
1,400	0,679	0,677	0,677	0,699	0,689	0,693
1,500	0,679	0,677	0,677	0,699	0,688	0,692
1,600	0,679	0,677	0,676	0,698	0,687	0,690
1,700	0,679	0,666	0,675	0,698	0,686	0,690
1,800	0,679	0,666	0,674	0,698	0,685	0,689
1,900	0,678	0,665	0,674	0,698	0,685	0,688
2,000	0,678	0,665	0,673	0,698	0,684	0,688
3,000	0,676	0,662	0,670	0,696	0,680	0,684

Die Druckhöhen an einer Stelle gemessen, wo die Flüssigkeit ganz ruhig war.

Der mittlere Werth des Coefficienten kann daher bei der Anordnung einer Schützenöffnung nach d (Fig. 115) für alle Druckhöhen ohne merklichen Fehler zu 0,680 und derjenige für die Anordnung e zu 0,70 angenommen werden.

Es ist also für einen Fallenzug nach Fig. 115 mit scharfen Kanten

$$Q = 0{,}68\, L\, E \sqrt{2\, g\, H},$$

und für einen solchen mit abgerundeten Kanten (Fig. 116)

$$Q = 0{,}70\, L\, E \sqrt{2\, g\, H}.$$

§ 64.

Einfluß schiefstehender Schützen.

Die schiefe Stellung der Schützen muß begreiflicherweise größere Ausfluß-Coefficienten im Gefolge haben, indem die Contraction durch dieselbe am obern Rande der Oeffnung vermindert wird.

Bei der Herstellung seines ersten unterschlächtigen Wasserrades mit gekrümmten Schaufeln hat Poncelet Versuche mit einem geneigten Schützen angestellt und die Resultate in seinen „Memoires sur des experiences relatives aux roues à aubes courbes", Seite 78 und folgende veröffentlicht. Die Neigung des Schützen war circa 60° gegen den Horizont.

Die Contraction beschränkte sich auf die obere Kante der Oeffnung und es konnte die durchfließende Wassermenge nicht berechnet, wohl aber die Dimensionen des ausgetretenen Strahles direct gemessen werden. Die folgende Zusammenstellung enthält die Resultate dieser Versuche.

Poncelet's Versuche mit einem geneigten Schützen (Fig. 113).

Senkrecht gemessene Höhe der Oeffnung in Metern	Höhe des Wasserstandes über der Schwelle in Metern	Querschnitt der Austrittöffnung in □ Centim.	Querschnitt des zusammengezogenen Strahles in □ Centim.	Contractions-Coefficient
0,304	1,415	2128	1569	0,737
0,304	1,600	2128	1580	0,742
0,220	1,540	1540	1157	0,751

Mittlerer Werth: 0,743.

Andere Versuche, welche Poncelet mit einem um 45° gegen den Horizont geneigten Schützen anstellte, wobei am Grund und zu beiden Seiten die Contraction aufgehoben war, ergeben 0,80 als Ausfluß-Coefficienten.

In neuerer Zeit angestellte Versuche haben die Werthe der von Poncelet aufgefundenen Coefficienten bestätigt.

Wenn weder am Boden, noch an den Seiten der Oeffnung Contraction stattfindet, so wird der Coefficient

$$k = 1 - 0{,}0043\,a^{\circ},$$

wobei a die Neigung des Schützen gegen den Horizont bedeutet.

Für a =	40°	45°	50°	55°	60°	Die Höhe der Oeffnung ist
wird k =	0,83	0,81	0,79	0,76	0,74	dabei senkrecht zu messen.

§ 65.

Einfluß des hinter der Schütze befindlichen Motors auf den Coefficienten.

Morin hat bei seinen Versuchen mit einem unterschlächtigen Ponceletrade die Entdeckung gemacht, daß unter den gewöhnlich vorhandenen Umständen das Vorhandensein des Rades in einiger Entfernung vom Schützen (Fig. 113) einen wesentlichen Einfluß auf den Coefficienten hat, welcher je nach der Leichtigkeit, mit welcher das Wasser in die Schaufeln eintritt, ferner je nach der Umdrehungsgeschwindigkeit und dem Füllungsgrade so bedeutend sein kann, daß eine wesentlich kleinere Wassermenge durch die Oeffnung fließt, als dieses bei Ausfluß in die freie Luft der Fall ist.

Dieselbe Entdeckung ist in neuster Zeit öfter gemacht worden, namentlich auch bei Ueberfällen, wovon später ausführlicher die Rede sein wird. Die bei sich drehendem Motor durch eine Schützenöffnung oder einen Ueberfall fließende Wassermenge ist oft nicht über 60 Procent von derjenigen beim Austritt in die freie Luft.

§ 66.

Einfluß eines Gerinnes auf die Durchflußmenge einer Schützenöffnung.

Das Vorhandensein eines Gerinnes von derselben Breite wie die Schützenöffnung vermindert, wenn es sich außen an die Oeffnung anschließt und so die Fortsetzung derselben bildet, die ausfließende Wassermenge um so mehr, je kleiner die Druckhöhe über dem obern Rande der Oeffnung ist.

Natürlich hängt der Coefficient in diesem Falle wieder davon ab, ob die Contraction auf allen vier Seiten der Oeffnung stattfindet, oder ob dieses nur zu beiden Seiten oder aber nur oben der Fall ist.

Es sind daher auch hier wieder mehrere Fälle zu unterscheiden, die im Folgenden nach einander betrachtet werden sollen.

Die erste der folgenden Tabellen enthält die Resultate der Versuche mit einer 20 Centimeter breiten Oeffnung nach der Anordnung f mit Contraction auf allen vier Seiten.

Coefficienten für eine Schützenöffnung mit äußerem Gerinne.
Contraction auf allen vier Seiten, nach Anordnung f in Fig. 118.

Druckhöhe über dem obern Rand der Oeffnung in Metern	Ausfluß-Coefficienten für eine Höhe der Oeffnung von				
	0,20 Met.	0,10 Met.	0,05 Met.	0,03 Met.	0,01 Met.
0,010	—	0,458	0,447	0,424	0,566
0,015	0,471	0,472	0,468	0,467	0,583
0,020	0,480	0,484	0,488	0,501	0,599
0,030	0,493	0,507	0,525	0,551	0,626
0,040	0,503	0,527	0,555	0,598	0,645
0,050	0,511	0,544	0,577	0,629	0,658
0,060	0,518	0,557	0,594	0,632	0,667
0,070	0,525	0,568	0,606	0,632	0,671
0,080	0,531	0,576	0,614	0,633	0,672
0,090	0,537	0,582	0,620	0,633	0,672
0,100	0,542	0,586	0,624	0,633	0,671
0,200	0,574	0,606	0,631	0,632	0,664
0,300	0,591	0,612	0,629	0,631	0,658
0,400	0,597	0,615	0,626	0,630	0,652
0,500	0,599	0,615	0,625	0,629	0,648
1,000	0,601	0,615	0,624	0,625	0,631
2,000	0,601	0,607	0,613	0,613	0,613
3,000	0,601	0,603	0,606	0,607	0,609

Breite der Oeffnungen (scharfe Kanten) = 0,20 Meter.

Man erkennt aus dieser und den nachfolgenden Tabellen, daß der Einfluß des Gerinnes mit der Abnahme der Druckhöhe zunimmt und eine Verminderung im Werth des Coefficienten zur Folge hat. Eine Vergleichung der mittlern Coefficientenwerthe läßt ferner erkennen, daß der fragliche Einfluß auf Oeffnungen von geringerer Höhe bedeutender ist, als auf diejenigen von größerer Höhe. Man bemerkt aber auch, daß bei den Anordnungen f, g und h, bei den Druckhöhen bis und über 1 Meter, sowie für eine Höhe der Oeffnung von 0,20 Meter, der Coefficient zwischen den äußern Werthen 0,600 und 604 liegt, also

ziemlich derselbe ist, wie für Oeffnungen in dünner Wand mit vollständiger Contraction, in welchem Falle der Werth des Coefficienten für dieselben Verhältnisse zwischen 0,605 und 0,601 schwankt.

Immerhin ist bei der Wasservermessung zur Bestimmung des Güteverhältnisses eines Motors auf Anordnung, Druckhöhe und Oeffnungshöhe genau zu achten.

§ 67.

Die folgende Tabelle enthält die Resultate der Versuche mit einer Schützenöffnung nach Anordnung g in Fig. 119, wo die Contraction auf der untern Seite (am Boden) der Oeffnung aufgehoben ist, während dagegen die Resultate der nächstfolgenden Tabelle sich auf eine Oeffnung nach der Anordnung h (Fig. 120) beziehn, wo die Contraction sowohl am Boden als auf einer Seite der Oeffnung beseitigt ist. Breite der Oeffnungen 0,20 Meter.

Coefficienten für eine Oeffnung mit äußerem Gerinne.

Contraction auf drei Seiten. Anordnung g. Fig. 119.

Druckhöhe über dem obern Rand der Oeffnung in Metern	Coefficienten für eine Höhe der Oeffnung von		
	0,20 Meter	0,05 Meter	0,01 Meter
0,010	—	0,435	0,571
0,015	—	0,463	0,596
0,020	0,480	0,487	0,616
0,030	0,493	0,526	0,642
0,040	0,502	0,552	0,660
0,050	0,510	0,571	0,670
0,060	0,517	0,583	0,676
0,070	0,523	0,592	0,680
0,080	0,528	0,598	0,682
0,090	0,533	0,602	0,683
0,100	0,538	0,605	0,682
0,200	0,566	0,617	0,679
0,300	0,580	0,622	0,673
0,400	0,587	0,625	0,672
0,500	0,592	0,626	0,671
1,000	0,600	0,628	0,665
2,000	0,602	0,623	0,654
3,000	0,601	0,618	0,652

Coefficienten für eine Oeffnung mit äußerem Gerinne.

Contraction auf zwei Seiten. Anordnung h. Fig. 120.

Druckhöhe über dem obern Rand der Oeffnung in Metern	Coefficienten für eine Höhe der Oeffnung von		
	0,20 Meter	0,05 Meter	0,01 Meter
0,010	—	0,472	0,584
0,015	—	0,493	0,607
0,020	—	0,512	0,625
0,030	—	0,543	0,651
0,040	0,518	0,566	0,667
0,050	0,528	0,582	0,679
0,060	0,530	0,595	0,686
0,070	0,543	0,604	0,692
0,080	0,549	0,611	0,692
0,090	0,555	0,616	0,696
0,100	0,560	0,621	0,697
0,200	0,589	0,637	0,698
0,300	0,603	0,643	0,696
0,400	0,613	0,646	0,694
0,500	0,619	0,647	0,691
1,000	0,630	0,649	0,685
2,000	0,632	0,644	0,674
3,000	0,630	0,639	0,670

Anmerkung. Bei den Versuchen mit den Oeffnungen nach der Anordnung h, i und k (Fig. 120, 121 und 122) waren die seitlichen Kanten der Oeffnung um 2 Centimeter vor den Wänden hervorragend angebracht, so daß eine geringe seitliche Contraction stattfinden mußte. Wie indessen aus den Tabellen hervorgeht, haben diese Vorsprünge, die im Verhältniß zur ganzen Breite der Oeffnung von 0,20 Meter immerhin sehr gering sind, keinen wesentlichen Einfluß auf die Coefficienten ausgeübt, so daß dieser Einfluß für die Praxis wohl ganz vernachlässigt werden darf.

Die folgende Tabelle enthält die Zusammenstellung der Versuchsresultate mit einer Oeffnung.

§ 68.

Coefficienten für eine Oeffnung mit äußerem und innerem Gerinne.

Contraction auf einer Seite nach Anordnung i. Fig. 121.

Druckhöhe über dem obern Rand der Oeffnung in Metern	Coefficienten für eine Höhe der Oeffnung von			
	0,20 Meter	0,05 Meter	0,03 Meter	0,01 Meter
0,010	—	0,432	0,486	0,569
0,015	—	0,458	0,516	0,590
0,020	—	0,483	0,539	0,607
0,030	0,493	0,522	0,573	0,634
0,040	0,502	0,550	0,595	0,651
0,050	0,509	0,570	0,609	0,662
0,060	0,515	0,584	0,617	0,670
0,070	0,520	0,593	0,621	0,676
0,080	0,525	0,601	0,624	0,680
0,090	0,530	0,606	0,626	0,682
0,100	0,534	0,609	0,627	0,685
0,200	0,562	0,623	0,635	0,688
0,300	0,577	0,627	0,637	0,684
0,400	0,586	0,629	0,638	0,681
0,500	0,591	0,630	0,638	0,678
1,000	0,601	0,633	0,638	0,671
2,000	0,604	0,631	0,636	0,659
3,000	0,602	0,628	0,634	0,656

Coefficienten für eine Oeffnung mit äußerem Gerinne.

Contraction auf zwei Seiten nach Anordnung k. Fig. 122.

Druckhöhe über dem obern Rand der Oeffnung in Metern	Coefficienten für eine Höhe der Oeffnung von			
	0,20 Meter	0,05 Meter	0,03 Meter	0,01 Meter
0,010	—	0,526	—	0,653
0,015	0,482	0,542	—	0,661
0,020	0,489	0,555	—	0,667
0,030	0,500	0,575	—	0,676
0,040	0,509	0,589	—	0,682
0,050	0,517	0,600	—	0,684

Druckhöhe über dem obern Rand der Oeffnung in Metern	Coefficienten für eine Höhe der Oeffnung von			
	0,20 Meter	0,05 Meter	0,03 Meter	0,01 Meter
0,060	0,523	0,608	—	0,684
0,070	0,530	0,614	—	0,683
0,080	0,535	0,619	—	0,682
0,090	0,541	0,622	—	0,680
0,100	0,545	0,625	—	0,679
0,200	0,576	0,633	—	0,666
0,300	0,590	0,632	—	0,659
0,400	0,597	0,631	—	0,654
0,500	0,602	0,630	—	0,651
1,000	0,609	0,627	—	0,634
2,000	0,610	0,616	—	0,620
3,000	0,609	0,609	—	0,615

§ 69.

Ausfluß-Coefficient für Einläufe in rückschlächtige Zellenräder.

Bei hölzernen rückschlächtigen Wasserrädern sowohl als bei Leerläufen und Wasserfassungen in Weihern trifft man öfter Einläufe von der in Fig. 123 abgebildeten Form.

Die diesbezüglich angestellten Versuche haben nachgewiesen, daß man auf nachstehendem Wege die durch solche Oeffnungen entweichende Wassermenge bestimmen kann:

Man nehme als Querschnitt der Oeffnungen deren horizontale Projection, als Druckhöhe jeder einzelnen Oeffnung deren kürzesten Abstand a, b ꝛc. vom Oberwasserspiegel, berechne die jeder einzelnen Oeffnung entsprechende theoretische Ausflußmenge $Q\sqrt{2gH}$, addire diese Ausflußmengen und multiplicire die Summe mit 0,75.

Dieses ist die wirkliche durchfließende Wassermenge für Oeffnungen in Wänden, die circa 40 bis 50° gegen den Horizont geneigt sind.

§ 70.

Einfluß der Ansatzröhren auf die ausfließende Wassermenge.

Die cylindrischen und conischen Ansatzröhren haben einen wesentlichen Einfluß auf die durch eine Oeffnung fließende Wassermenge, welcher im Nachstehenden besprochen werden soll.

Beim Ausflusse durch eine Oeffnung mit cylindrischem Ansatzrohre (Fig. 124) dehnt sich der zusammengezogene Wasserstrahl im äußern Theile des Ansatzes wieder aus, indem er an den Wänden desselben adhärirt und füllt somit den ganzen Querschnitt des Rohres aus.

Die Geschwindigkeit des Strahles an der Stelle, wo derselbe den Ansatz ausfüllt, wird natürlich in dem Maße kleiner sein, als der Querschnitt des Rohres größer ist als der Strahl an seiner engsten Stelle. Der zusammengezogene Wasserstrahl mit seiner größern Geschwindigkeit trifft also mit der Wassermenge zusammen, die sich im äußern Theile des Rohres langsamer bewegt. Es entsteht dadurch ein Stoß, welcher mit einem Verluste an lebendiger Kraft begleitet ist.

Da dieser Fall mit dem Ausflusse des Wassers aus Turbinencanälen viele Aehnlichkeit hat, mag es interessant sein, dieselben näher zu betrachten und zu sehn, wie weit die Thatsachen mit einer theoretischen Behandlung des Gegenstandes übereinstimmen.

Bezeichnet V die Geschwindigkeit des Wassers an der zusammengezogenen Stelle des Strahles, U die Geschwindigkeit im äußern ausgefüllten Rohrtheile, so ist leicht ersichtlich, daß die Wassermasse beim Uebergang in den letztern eine Geschwindigkeit V—U verliert. Bezeichnet M die Wassermenge per Secunde, so ist deren Verlust an lebendiger Kraft $M\,(V-U)^2$, welche in Wärme umgewandelt wird. Die lebendige Kraft, welche die Wassermenge M im äußern Theile des Rohres noch beibehält, ist $= MU^2$. Mithin wirkt auf die durch das Rohr fließende Wassermenge eine totale lebendige Kraft

$$MU^2 + M(V-U)^2 \quad \text{ein.}$$

Da nun $MU^2 + M(V-U)^2 = 2MgH$; oder $U^2 + (V-U)^2 = 2gH$, und ferner (wenn k den Contractions-Coefficienten beim Eintritt aus dünner Wand ins Rohr bezeichnet), $kAV = AU$ (wobei A = Querschnitt der Oeffnung und des Rohres, welche gleich sind) oder

$$V = \frac{U}{k};$$

so wird:

$$U^2\left[1+\left(\frac{1}{k}-1\right)^2\right] = 2gH \quad \text{und} \quad U = \sqrt{\frac{2gH}{1+\left(\frac{1}{k}-1\right)^2}};$$

oder:

$$U = \frac{1}{\sqrt{1+\left(\frac{1}{k}-1\right)^2}}\sqrt{2gH}.$$

Es wird schließlich die Ausflußmenge aus dem Rohre in einer Secunde:

$$Q = \frac{1}{\sqrt{1+\left(\frac{1}{k}-1\right)^2}} A\sqrt{2gH}.$$

Man kann also den Ausfluß-Coefficienten aus cylindrischen Ansatzröhren aus dem Eintritt-Coefficienten k (mit vollständiger Contraction) berechnen. Die obige Formel berücksichtigt die Reibungswiderstände nicht und gilt daher nur für kurze Röhren, deren Länge nicht mehr als das Dreifache des Durchmessers beträgt.

§ 71.

Bestätigung der vorliegenden Formel durch Versuchsresultate.

Die sehr interessante vorliegende Formel wurde durch die angestellten Versuche von Morin in so fern bestätigt, als für eine Oeffnung in dünner Wand, deren Coefficient = 0,61 war, nach Anbringung einer Ansatzröhre, der Werth des Ausfluß-Coefficienten auf 0,82 stieg, während die Formel diesen Werth zu 0,84 angab, eine Differenz von $^2/_{100}$, welche durch die Reibung erklärlich ist.

Die spätern von Poncelet angestellten Versuche haben die Richtigkeit der erwähnten Formel ganz außer Frage gestellt.

§ 72.

Eytelwein's Versuche über die Ansatzröhren.

haben folgende Resultate für Ansatzröhren größerer Länge als die oben erwähnten ergeben:

Verhältniß zwischen der Länge und dem Durchmesser		Ausfluß-Coefficient für das Ansatzrohr.
1 oder kleiner	=	0,62
2 bis 3	=	0,82
12	=	0,77
24	=	0,73
36	=	0,68
43	=	0,63
60	=	0,60.

Man sieht aus dieser Zusammenstellung, daß die größere Länge in Folge der wachsenden Reibungswiderstände den Werth des Coefficienten wesentlich vermindert. So lange die Länge der Röhre nicht größer ist als der Durchmesser, so findet eine Ausfüllung der Oeffnung durch das Wasser nicht statt, weil der engste Querschnitt des Strahles noch in diese Entfernung von der Oeffnung fällt.

Es stimmt deßhalb für diesen Fall der Werth des Ausfluß-Coefficienten mit demjenigen überein, welcher für eine gleich große Oeffnung in dünner Wand ohne Ansatzröhre gefunden wurde.

Bei einer Länge = dem doppelten Durchmesser fand eben ein voller Ausfluß statt. Die Druckhöhe bei den Eytelwein'schen Versuchen betrug im Mittel 0,79 Meter, die Röhren hatten 2,5 Centim. Weite, waren aus Messing und innen blank polirt.

Die Weißbach'schen Versuche haben für Röhren von 1—4 Centim. Weite den Ausfluß-Coefficienten 0,81 bis 0,84 ergeben, was eine weitere Bestätigung für die im vorigen Paragraphen entwickelte Formel Morin's ist.

Die zur Erzielung eines vollen Ausflusses aus der Ansatzröhre erforderliche Länge ist von der Druckhöhe abhängig. Eine Länge gleich dem dreifachen Durchmesser ist ausreichend für Druckhöhen bis zu 10 Meter.

Durch eine graphische Darstellung der Eytelwein'schen Versuche geht hervor, daß man den Ausfluß-Coefficienten für Ansatzröhren durch folgende einfache Formel erhält:

$$k^1 = 0{,}82 - 0{,}0038\,(n-2),$$

wobei n das Verhältniß zwischen Länge und Durchmesser des Ansatzrohres bezeichnet.

§ 73.

Folgerungen aus dem Vorhergehenden.

Die Verminderung V—U der Geschwindigkeit V eines Wasserstrahles, welcher aus einer Oeffnung mit Contraction in ein Rohr übertritt und dessen Querschnitt ausfüllend die geringere Geschwindigkeit U annimmt, ist mit einem Verluste an lebendiger Kraft begleitet, welcher durch

$$\tfrac{1}{2}\,M\,(V-U)^2$$

ausgedrückt wird, wenn M die durchfließende Wassermasse bezeichnet. Dieser Ausdruck ist gleich

$$\tfrac{1}{2} M U^2 \left[\frac{1}{k} - 1\right]^2$$

und wird um so kleiner, je größer der Contractions-Coefficient k ist.

Da die Verminderung des Ausfluß-Coefficienten bei längern Ansätzen nicht eine Folge der Contraction ist, indem der Wasserstrahl das Rohr ausfüllt, so muß die Verminderung der Geschwindigkeit die Ursache sein.

Es muß somit die Austrittgeschwindigkeit U sein:

$$U = k^1 \sqrt{2gH}.$$

Dieses Ergebniß ist durch Venturi und Castel's Versuche bestätigt worden, bei welchen die Tragweite ausfließender Wasserstrahlen gemessen wurde, wobei sich folgende Resultate ergaben:

Wasserstrahl		Geschwindigkeiten		Coefficienten für die	
Abscissen	Ordinaten	wirkliche	theoret. $\sqrt{2gH}$	Geschwindigkeit	Ausfluß
1,462 M.	1,868 M.	3,415 M.	4,154 M.	0,824	0,822
0,546 „	0,673 „	2,017 „	2,426 „	0,832	0,827
1,400 „	1,769 „	3,669 „	4,414 „	0,832	0,829

§ 74.

Steighöhe der Wasserstrahlen.

Es folgt daraus, daß ein Wasserstrahl vermöge seiner Ausflußgeschwindigkeit eine Steighöhe H^1 von

$$H_1 = \frac{U^2}{2g} = k_1^2 H$$

erreicht. Der Strahl steigt somit um so weniger hoch, je kleiner der Ausfluß-Coefficient ist. Für ein Ansatzrohr von der 2 bis 3fachen Länge des Durchmessers, wo $k_1 = 0{,}82$ ist, wird somit

$$H_1 = (0{,}82)^2 H = 0{,}67 H,$$

also nur $^2/_3$ von der Druckhöhe über dem Mittelpunkt der Ausflußöffnung.

Man kann daraus eine Lehre ziehn, daß es keineswegs vortheilhaft ist, bei Feuerspritzen und Wasserspielen cylindrische Ansatzrohre anzubringen.

§ 75.

Conisch convergirende und divergirende Ansatzröhren.

a) Um bei diesen die wirkliche Ausflußmenge zu erhalten, nimmt man den äußern kleinern Querschnitt der Ansatzröhre, sucht die theoretische Geschwindigkeit und Ausflußmenge und multiplicirt beide mit den der Convergenz entsprechenden Coefficienten der folgenden Tabelle, welche die Ergebnisse der Versuche von d'Aubuisson und Castel enthält.

Dieselben beziehn sich auf ein Ansatzrohr, dessen kleiner Durchmesser 0,0155 M. und dessen Länge 0,040 M. betrug.

Convergenz-Winkel	Coefficienten für die		Convergenz-Winkel	Coefficienten für die	
	Ausflußmenge	Ausfluß-geschwindigkeit		Ausflußmenge	Ausfluß-geschwindigkeit
0°	0,829	0,829	20°	0,922	0,972
2	0,873	0,874	22	0,916	0,973
4	0,909	0,907	24	0,911	0,974
6	0,925	0,922	26	0,906	0,974
8	0,931	0,933	28	0,898	0,975
10	0,937	0,949	30	0,896	0,975
12	0,942	0,955	35	0,883	0,977
14	0,943	0,965	40	0,871	0,980
16	0,938	0,970	45	0,857	0,982
18	0,931	0,971	50	0,844	0,985

Wie aus der Tabelle hervorgeht, ist die ausfließende Wassermenge ein Maximum für den Convergenzwinkel von 12 bis 14° und zwar = 0,943. Bei den Wendrohren zu Feuerspritzen, wo das Product der austretenden Wassermenge mit der Geschwindigkeit oder Strahlhöhe ein Maximum sein soll, müssen daher unter diesem Winkel convergirende Austrittröhren angewendet werden.

Wenn man an eine Ausflußöffnung eine convergirende Röhre anbringt (Fig. 125), deren innerer Durchmesser 1,2 mal so groß ist als der äußere a b und deren Länge c d = a b, so wird der Ausfluß-Coefficient der kleinern Oeffnung nach Eytelwein's Versuchen = 0,967, wobei also die Contraction beinahe aufgehoben ist.

b) Noch wesentlich größer wird der Ausfluß-Coefficient, wenn man an die oben beschriebene Oeffnung nach Fig. 126 noch ein conisch divergirendes Rohr anbringt. Bei zweckmäßiger Anordnung fand

Eytelwein und Venturi, daß die Menge des durch eine solche Röhre fließenden Wassers um die Hälfte größer sein kann, als die, welche man erhielte, wenn das Wasser wie ein freifallender Körper beschleunigt würde.

Die Ursache dieser Erscheinung, daß nämlich das Wasser durch den engsten Theil der Röhre mit $1{,}5\sqrt{2gH}$ ausfließt, liegt darin, daß das Wasser den äußern weitern Theil der Röhre anfüllt, daß aber dessen Geschwindigkeit in Folge des Stoßes der nachrückenden Wassersäule beinahe derjenigen gleichbleibt, mit welcher das Wasser durch den engsten Theil des Rohres, nämlich bei a b, durchfließt.

Die Beschleunigung des Wassers über die Geschwindigkeit $\sqrt{2gh}$ findet hier innerhalb eines Systems zusammenhängender Körper statt und schließt deßhalb keineswegs einen Widerspruch in sich ein.

Es müßte also hinter der Wassersäule bei a b ein leerer Raum entstehn, wenn nicht die Wassertheilchen, die aus dem Gefäße nachrücken, diesen vermöge des Luftdruckes mit größerer Geschwindigkeit auszufüllen strebten.

Das dieses wirklich der Grund ist, geht deutlich daraus hervor, daß in einem krummgebogenen Röhrchen m, welches oben mit dem Ansatzrohre in Verbindung steht, eine Flüssigkeit emporsteigt; sowie ferner der Umstand, daß im luftleeren Raume die Menge des ausfließenden Wassers durch Ansatzröhren nicht vermehrt wird.

§ 76.

Ausfluß durch eine offene Gefäßwand.

Um für diesen in der Praxis oft vorkommenden Fall, wo nämlich das Wasser durch eine ganze Seitenwand des beständig gefüllt erhaltenen Gefäßes oder Reservoirs abfließt, die Ausflußmenge zu erhalten, hat man zu berücksichtigen, daß die Geschwindigkeit der ausfließenden Wassertheilchen eine sehr verschiedene ist (Fig. 127).

In irgend einer Tiefe $ac = x$ ist die Ausflußgeschwindigkeit $c = \sqrt{2gx}$. Macht man nun die zu ac senkrechte Linie cd gleich dieser Geschwindigkeit und nennt man dieselbe y, so ist

$$y = \sqrt{2gx} \quad \text{und} \quad y^2 = 2gx.$$

Dieses ist aber die Gleichung einer Parabel. Werden also die Geschwindigkeiten in verschiedenen Tiefen bis zur größten $am = h$, auf dieselbe Weise durch senkrechte Linien ausgedrückt, während man die diesen Tiefen entsprechenden Geschwindigkeiten als Horizontale aufträgt, so erhält man für die verschiedenen Endpunkte der Letztern eine Parabel afdn.

Nun ist der Inhalt der Parabelfläche amn, deren Höhe am = h

$$Q = \frac{2h}{3}\sqrt{2gh}.$$

Multiplicirt man diese Fläche mit der Breite B der Oeffnung, so erhält man die theoretische Ausflußmenge. Multiplicirt man diese mit den Ausfluß-Coefficienten 0,697, 0,664, 0,642, 0,620, je nachdem an 1, 2, 3, 4 Seiten Contraction stattfindet, so erhält man die wirkliche Ausflußmenge.

Bei Ausfluß mit Contraction auf einer Seite ist demnach die wirkliche Austrittmenge

$$M = 0{,}697\,\frac{2h}{3}\,B\sqrt{2gh}.$$

§ 77.

Reaction einer ausströmenden Flüssigkeit.

Wir haben bereits in § 16 gesehn, daß, wenn eine Flüssigkeit aus der Mündung eines Gefäßes ausströmt, sie in Folge dessen einen Druck auf die der Oeffnung gegenüberliegende Wand des Gefäßes und mithin auf das ganze Gefäß ausübt.

Bezeichnet Q die Wassermenge in Cubikmetern per Secunde, die ausfließt; h die Druckhöhe der Flüssigkeit über dem Schwerpunct der Oeffnung; F den Querschnitt der Ausflußöffnung, a den Contractions-Coefficienten für den Ausfluß bei den obwaltenden Verhältnissen und y das Gewicht eines Cubikmeter Wasser, so ist der durch die Reaction hervorgerufene Druck:

$$R = \frac{Qy}{g}u = 2yaF\frac{u^2}{2g} = 2yaFh.$$

Der Reactionsdruck ist also gleich dem doppelten Gewicht einer Wassersäule vom Querschnitt aF, deren Höhe als Druckhöhe der Ausflußgeschwindigkeit u entspricht.

Der Reactionsdruck ist ferner immer der Austrittrichtung genau entgegengerichtet.

§ 78.

Ausfluß des Wassers aus einem Gefäße, welches keinen Zufluß hat.

Aehnlich wie in § 33 ist auch in diesem Falle genau genommen die Ausflußgeschwindigkeit von dem Verhältnisse des Oberflächenquer-

schnittes zum Austrittquerschnitte des Gefäßes abhängig. Doch wird hier ebenfalls vorausgesetzt, daß der Ausflußquerschnitt bedeutend kleiner sei, als der Querschnitt des Gefäßes oder Reservoirs an der Oberfläche des Wasserspiegels, so daß der Einfluß dieses Verhältnisses gänzlich unberücksichtigt bleibt, ohne daß dadurch der Genauigkeit des Resultates Abbruch geschieht.

Nennt man A den Horizontalschnitt des Gefäßes in der Höhe h über dem Schwerpuncte der Mündung; a den Ausfluß-Coefficienten; t_1 die Zeit, binnen welcher der Wasserstand von der Höhe h_1 bis zu derjenigen h über der Mündung herabsinkt; F den Querschnitt der Austrittöffnung, so ist die Zeit t_1 bei einem Gefäße mit constantem Querschnitt A:

$$t_1 = \frac{A}{a\,F}\left(\sqrt{\frac{2\,h_1}{g}} - \sqrt{\frac{2\,h}{g}}\right) \quad \ldots \quad 1)$$

Setzt man $h = 0$, so wird die Zeit der Entleerung bis zur Höhe der Mündung:

$$t0 = \frac{A}{a\,F}\sqrt{\frac{2\,h_1}{g}} = \frac{2\,A\,h_1}{a\,F\sqrt{2\,g\,h_1}} \quad \ldots \quad 2)$$

§ 79.

Ausfluß aus communicirenden Gefäßen.

Communiciren zwei Gefäße durch ein Rohr mit einander und fließt dabei ein constantes Wasservolumen Q dem einen Gefäße zu und aus dem andern ab, so werden die beiden Wasserspiegel in Folge der Bewegungswiderstände im Verbindungsrohr einen Höhenunterschied oder Gefällverlust erleiden, der sich folgendermaßen bestimmen läßt:

Nennt man A den Querschnitt des Verbindungsrohres zwischen den beiden Gefäßen, nach seiner ganzen Länge als constant angenommen; U die mittlere Geschwindigkeit im Verbindungsrohre; O den Querschnitt des Gefäßes, aus welchem der Ablauf in die freie Luft stattfindet, aber senkrecht auf die Bewegungsrichtung gemessen, also die Höhe des Gefäßes mit der Breite multiplicirt; U^1 die mittlere Geschwindigkeit des Wassers in diesem Querschnitte; a den Querschnitt der Ausflußöffnung ins Freie; v die mittlere Geschwindigkeit des Wassers beim Austritt; m den Contractions-Coefficienten für den Eintritt in das Verbindungsrohr; m^1 den Contractions-Coefficienten für den Austritt in die freie Luft; h die Höhe des Oberwasserspiegels im Gefäße mit der

eigentlichen Ausflußöffnung ins Freie über dem Schwerpunct dieſer Oeffnung; H die Höhe des Oberwaſſerſpiegels im erſten Gefäß über dem Schwerpunct derſelben Oeffnung, ſo iſt H—h die Höhendifferenz beider Waſſerſpiegel im Gefäße, alſo der geſuchte Gefällverluſt.

Nun findet zunächſt beim Eintritt in das Verbindungsrohr ein Verluſt an lebendiger Kraft ſtatt von der Größe

$$Q\left(\frac{1}{m}-1\right)^2 U^2.$$

Beim Austritt aus dem Verbindungsrohre findet ein neuer Verluſt an lebendiger Kraft ſtatt von der Größe

$$Q(U-U^1)^2.$$

Die lebendige Kraft des Waſſers beim Austritt ins Freie beträgt aber $= Q v^2$; alſo iſt die Summe aller lebendigen Kräfte, welche auf die Flüſſigkeit übertragen worden ſind:

$$Q v^2 + Q\left(\frac{1}{m}-1\right)^2 U^2 + U(Q-U^1)^2$$

und da $m^1 a v = A U = O U^1$ wird:

$$Q v^2 \left\{1+\frac{m^{1\,2} a}{A^2}\left(\frac{1}{m}-1\right)^2+\frac{m^{1\,2} a^2}{A^2}\left(1+\frac{A}{O}\right)^2\right\}.$$

Nun iſt die von der Schwere entwickelte geſammte Arbeit auf die Waſſermaſſe $= Q g H$ und die durch ſämmtliche Widerſtände abſorbirte Arbeit $= \frac{1000 L S}{g} b U^2 U$; wobei wie man ſpäter ſehn wird $b = 0{,}0035$.

Es wird ſomit:

$$Q v^2 \left\{1+\frac{m^{1\,2} a^2}{A^2}\left(\frac{1}{m}-1\right)^2+\frac{m^{1\,2} a^2}{A^2}\left(1-\frac{A}{O}\right)^2\right\}$$
$$= 2 Q g H - 2\frac{1000 S L}{g} 0{,}0035\, U^2$$

und da $Q = \frac{1000 A U}{g}$ wird:

$$\left\{1+\frac{m^{1\,2} a^2}{A^2}\left(\frac{1}{m}-1\right)^2=\frac{m^{1\,2} a^2}{A^2}\left(1-\frac{A}{O}\right)^2\right\}=2gH-\frac{SL}{A}0{,}007\,U^2.$$

Nun iſt aber $v^2 = 2 g h$; $U^2 = \frac{m^{1\,2} a^2}{A^2} \times v^2 = \frac{m^{1\,2} a^2}{A^2} 2 g h$, ſo daß obige Gleichung wird:

$$H-h=\frac{m^{1\,2}a^2}{A^2}\left\{\left(\frac{1}{m}-1\right)^2+\left(1-\frac{A}{O}\right)^2+0{,}007\frac{SL}{A}\right\}h.$$

Nun ist für die meisten practischen Fälle die Oeffnung O bedeutend kleiner als diejenige A, so daß man in diesen Fällen das Verhältniß $\frac{A}{O}$ vernachlässigen kann und dann wird:

$$H-h=\frac{m^{1\,2}a^2}{A^2}\left\{\left(\frac{1}{m}-1\right)^2+1+0{,}007\frac{SL}{A}\right\}h.$$

Damit also der Druckhöhenverlust H — h möglichst klein ausfällt, muß der Querschnitt des Verbindungsrohres möglichst groß, dessen Länge klein und dessen Form beim Eintritt nach der natürlichen Zusammenziehung des Strahles gestaltet sein.

---

§ 80.

Wassermenge bei Ueberfällen.

Die Anordnung der Ueberfälle bei der Anlage industrieller Etablissemente, bei Wasservermessungen 2c. ist eine so außerordentlich verschiedene, daß bei Behandlung derselben eine Menge Umstände in Betracht gezogen werden müssen. Die durch einen Ueberfall abfließende Wassermenge hängt nicht blos von der Breite und Tiefe des Wasserstrahles, sondern ganz wesentlich von der Anordnung der Wände des Canales oder Reservoirs, ferner von dem Vorhandensein eines Gerinnes, der Geschwindigkeit des zufließenden Wassers u. dergl. ab, so daß für jeden speciellen Fall andere Coefficienten zur Berechnung der Wassermenge angewendet werden müssen, wie dieses bereits bei den Schützenöffnungen der Fall war.

§ 81.

Vorgang bei einem gewöhnlichen Ueberfalle.

Wenn das Wasser über eine Schwelle oder eine Schütze fließt, ohne daß die abfließende Wasserschicht irgend einem Hindernisse begegnet und ohne daß auf der Oberfläche des Wassers eine künstliche Pressung herrscht, so senkt sich der Wasserspiegel des Canales oder Reservoirs

gegen die Schwelle hin und zwar auf eine Strecke von mehreren Decimetern. In Fig. 128 und 129 ist AB die Strecke, auf welcher Senkung eintritt und h_1 der Betrag derselben. In Folge dieser Senkung wird die Höhe der Wasserschicht über der Schwelle oder Wehrkrone f geringer und ihre Geschwindigkeit größer.

Wie schon der Anblick der beiden Figuren (128 und 129) erkennen läßt, wird die Form der Krone oder Schütze f von bedeutendem Einfluß auf die abfließende Wassermenge sein.

Ist die Krone scharfkantig und vertical oder noch schief einwärts (Fig. 128) gestellt, so drängen die von unten herauf fließenden Wasserfäden den Strahl aufwärts und heben ihn von der Kante ab, so daß oft ein mit Luft gefüllter Raum zwischen Schwelle und Strahl sich befindet, der wie Quecksilber durch den Strahl hindurchschimmert. In diesem Falle ist die Contraction bedeutend, die abfließende Wassermenge also geringer.

Wenn dagegen die Krone des Wehres sowohl nach innen als außen stark abgerundet ist, so fließt der Wasserstrahl, namentlich wenn der äußere Ablauf in einer sanften Curve nach Fig. 129 sich an die Schwelle anschmiegt, hart auf der Schwelle liegend in einer ruhigen glatten Schicht ab, so daß kaum eine Bewegung des Strahles zu erkennen ist.

In diesem Falle ist die Contraction gering, die Strahldicke größer, die Geschwindigkeit des Durchflusses etwas kleiner, die durchfließende Wassermenge aber wegen größerer Dicke der Wasserschicht bedeutender.

§ 82.

Versuche über die Wassermenge bei Ueberfällen.

Nennt man H die Druckhöhe eines Ueberfalles von der obern Kante der Krone bis zum Oberwasserspiegel an seiner ungesenkten Stelle (Fig. 128 bei A) gemessen, ferner L die Breite des Ueberfalles, so ist die in einer Secunde abfließende Wassermenge

$$M = k L H \sqrt{2 g H};$$

wobei k den Ausfluß-Coefficienten bezeichnet, welcher durch Versuche bestimmt werden muß.

Im Jahre 1835—36 hat Castel in Toulouse eine Reihe von Versuchen über die Wassermenge bei Ueberfällen angestellt, deren Resultate den in den Handbüchern der Mechanik dargelegten Formeln zu Grunde liegen. Im Jahre 1855 hat Lesbros in den Annalen der französischen

Academie der Wissenschaften eine Reihe Versuche veröffentlicht, welche er für die verschiedenen Anordnungen von Ueberfällen ausgeführt hat und zwar im Auftrage der französischen Regierung.

Sowohl die Resultate Castel's wie diejenigen Lesbros' werden im Folgenden für die wichtigern der vorkommenden Fälle zusammengestellt und sowohl mit einander als mit den wenigen neuen Versuchsresultaten verglichen werden.

Es ist indessen zu bemerken, daß sowohl Castel's als namentlich Lesbros Versuche mit einer Sorgfalt und Umsicht angestellt worden sind, daß die directen Resultate derselben mit aller Sicherheit benützt werden dürfen, wenn dieses auch mit den aus diesen Resultaten von andern Beobachtern abgeleiteten Formeln nicht immer der Fall ist.

Dieser letztere Umstand ist auch die Ursache, daß im Nachfolgenden nicht nur die abgeleiteten Formeln, sondern die Versuchsresultate selbst angeführt werden.

§ 83.

Ausflußmenge bei vollständigen Ueberfällen.

Ein Ueberfall heißt vollständig, wenn der Abfluß in die freie Luft stattfindet, der Unterwasserspiegel also tiefer liegt als die Krone des Ueberfallwehres oder der Schütze.

Die Versuche Lesbros' haben für die vier folgenden Anordnungen l, m, n, o die nachstehenden Resultate ergeben. Die Anordnung l (Fig. 130) stellt einen Ueberfall mit vollständiger Contraction dar, wo nämlich die Oeffnung in dünner Wand ganz isolirt vom Boden und den seitlichen Wänden angebracht ist.

Bei der Anordnung m (Fig. 131) dagegen findet nur zu beiden Seiten der Oeffnung Contraction statt, indem die Wehrkante in der Ebene des Bodens liegt, also nur die Verlängerung desselben bildet.

Bei der Anordnung n (Fig. 132) findet nur auf einer Seite Contraction statt, da auf einer Seite und am Boden die Oeffnung in der Fortsetzung der Wand liegt und nur seitwärts 2 Centim. von derselben absteht, also ein kleiner Vorsprung vorhanden ist.

Bei der Anordnung o (Fig. 133) endlich findet keine Contraction des ausfließenden Strahles statt, da sowohl am Boden als zu beiden Seiten die Oeffnung in der Fortsetzung der Wände liegt und nur als Kante von 2 Cent. Breite von den letztern absteht.

Coefficienten der Formel $M = k L H \sqrt{2gH}$ für Ueberfälle von 0,20 M. Breite für die Anordnungen l, m, n, o (Fig. 130 bis 133). Mit Ausfluß in die freie Luft. (Vollständige Ueberfälle.)

Druckhöhe über der Wehrkrone in Metern	Ausfluß-Coefficienten für die Anordnungen nach			
	l (Fig. 130)	m (Fig. 131)	n (Fig. 132)	o (Fig. 133)
0,010	0,424	0,384	0,363	0,292
0,020	0,417	0,402	0,379	0,318
0,030	0,412	0,410	0,388	0,337
0,040	0,407	0,411	0,394	0,353
0,050	0,404	0,411	0,398	0,362
0,060	0,401	0,410	0,400	0,370
0,070	0,398	0,409	0,402	0,375
0,080	0,397	0,409	0,403	0,379
0,090	0,396	0,409	0,404	0,380
0,100	0,395	0,408	0,405	0,382
0,110	0,394	0,408	0,406	0,382
0,120	0,394	0,408	0,406	0,383
0,130	0,394	0,408	0,407	0,383
0,140	0,393	0,408	0,407	0,383
0,160	0,393	0,407	0,407	0,384
0,180	0,392	0,406	0,408	0,383
0,200	0,390	0,405	0,408	0,383
0,220	0,386	0,405	0,408	0,382
0,250	0,379	0,404	0,407	0,381
0,300	0,371	0,403	0,406	0,378

§ 84.

Einfluß des Abstandes der Seitenwände von der Oeffnung.

Lesbros hat bei seinen Versuchen auch die vier nachfolgenden Fälle berücksichtigt, wo die Höhe der Wehrkrone über dem Boden des Reservoirs 0,540 M. betrug, während die Ränder der Oeffnung verschiedene Distanzen d = 1,74 M., 0,54 M., 0,02 M. und 0,00 M. von den seitlichen Wänden hatten.

Die sämmtlichen vier Fälle entsprachen in der ganzen Anordnung der Anordnung l (Fig. 130) und es hat, wie bereits erwähnt, der Abstand d betragen:

bei der Anordnung 1 l_2 l_4 und l_6
d = 1,74 M. 0,54 M. 0,02 M. 0,00 M.

Die folgende Tabelle enthält die Resultate der unter diesen Umständen angestellten Versuche, aus denen hervorgeht, daß der Abstand der Seitenwände von wesentlichem Einfluß auf den Coefficienten ist.

Coefficienten der Formel $M = k L H \sqrt{2gH}$ für Ueberfälle von 0,20 M. Breite, welche von den Seitenwänden verschiedene Distanz besitzen.

Nach den Anordnungen 1 (Fig. 130), l_2 (Fig. 134), l_4 und l_6 (Fig. 135).

Druckhöhe H über dem obern Rand d. Schwelle in Metern	Ausfluß-Coefficienten für die Anordnungen nach			
	1 d = 1,74 M.	l_2 d = 0,54 M.	l_4 d = 0,02 M.	l_6 d = 0,00 M.
0,010	0,424	0,436	0,457	0,492
0,020	0,417	0,428	0,444	0,473
0,030	0,412	0,422	0,435	0,459
0,040	0,407	0,416	0,429	0,449
0,050	0,404	0,411	0,426	0,442
0,060	0,401	0,407	0,424	0,437
0,070	0,398	0,405	0,422	0,435
0,080	0,397	0,402	0,421	0,434
0,090	0,396	0,400	0,421	0,434
0,100	0,395	0,399	0,420	0,434
0,120	0,394	0,396	0,420	0,434
0,130	0,394	0,396	0,421	0,434
0,140	0,394	0,395	0,422	0,434
0,160	0,393	0,394	0,424	0,433
0,180	0,393	0,393	0,424	0,432
0,200	0,392	0,391	0,424	0,432
0,220	0,390	0,389	0,424	0,430
0,250	0,386	0,383	0,422	0,428
0,300	0,370	0,375	0,418	0,424

§ 85.

Coefficienten für einen Ueberfall von 0,60 M. Breite über eine 5 Centim. dicke Wand, deren obere Kante genau horizontal und scharf war.

Druckhöhe	Coefficient k	Druckhöhe	Coefficient k	Druckhöhe	Coefficient k
0,010	0,424	0,100	0,406	0,400	0,391
0,020	0,421	0,120	0,403	0,450	0,391
0,030	0,418	0,140	0,401	0,500	0,391
0,040	0,416	0,160	0,399	0,600	0,390
0,050	0,414	0,180	0,397	0,700	0,390
0,060	0,412	0,200	0,395	0,800	0,390
0,070	0,410	0,250	0,392	0,900	0,389
0,080	0,409	0,300	0,391	1,000	0,389
0,090	0,407	0,350	0,391	2,000	0,389

Die obige Tabelle enthält die Versuchsresultate mit einem 60 Centim. breiten Ueberfall in einer 5 Centim. dicken Holzwand. Die obere Kante der Schwelle war dabei nicht abgerundet, sondern horizontal. Dieser Fall ist für die Praxis von ganz besonderem Interesse, weil er sehr häufig vorkommt, namentlich bei Ueberfallschützen vor Wasserrädern einerseits, als auch als künstlicher Ueberfall bei Wassermessungen anderseits.

§ 86.

Resultate der Versuche Castel's.

Diese Versuche beziehn sich namentlich auf Ueberfälle von verschiedener Breite im Verhältniß zur Breite des Canales, in dem sie angebracht waren und zwar wechselte diese Breite von 0,360 M. bis zu 0,740 M. Die Schwelle war 0,17 M. über dem Boden des Canales angebracht. Die Breite eines zweiten Ueberfalles wechselte von 0,01 M. bis 0,74 M.

In Uebereinstimmung mit den Versuchen von Lesbros haben die Versuche Castel's gezeigt, daß der Coefficient nicht nur von der Druckhöhe H, sondern auch von dem Verhältniß der Breiten von Canal und Ueberfall abhängig ist.

Wenn die Breite des Ueberfalles nicht mehr als um $^1/_5$ von der Breite des Canals verschieden ist und so lange die Breite des Ueber-

falls nicht über 0,05 M. beträgt, so kann die Ausflußmenge durch folgende Formel ausgedrückt werden:

$$M = 0{,}400\, L\, H \sqrt{2gH},$$

welche zur Vermessung kleiner Wasser dienlich ist, wobei der Ueberfall eine scharfe Kante haben muß.

Für einen Ueberfall von der Breite des Canales selbst ist die ausfließende Wassermenge

$$M = 0{,}443\, L\, H \sqrt{2gH},$$

wobei der Ueberfall in dünner Wand mit scharfer Kante und in verticaler Stellung angebracht ist. Diese Formel darf indessen nur dann gebraucht werden, wenn die Druckhöhe nicht mehr als $^1/_3$ der Höhe der Schwelle über dem Canalboden beträgt, was übrigens meistens der Fall ist.

So lange die Druckhöhe zwischen den Werthen 0,03 M. und 0,22 M. liegt, kann man nach d'Aubuisson für jede Breite des Ueberfalls einen mittlern Werth für den Ausfluß-Coefficienten annehmen, dessen Werth mithin nur von dem Verhältniß der Canal- und Ueberfallbreite beeinflußt wird.

Für einen Werth des Verhältnisses der Breite

von Canal und Ueberfall von:	1,00;	0,90;	0,80;	0,70;	0,60;	0,50;	0,40;	0,30;	0,25
wird der Coefficient k = . .	0,443;	0,438;	0,431;	0,423;	0,416;	4,410;	0,405;	0,399;	0,398.

§ 87.

Aus den Versuchen von Castel hat Redtenbacher zur Bestimmung der Wassermenge von Ueberfällen folgende Formel abgeleitet:

$$M = \left(0{,}381 + 0{,}062 \frac{L}{b}\right) L\, H \sqrt{2gH},$$

in welcher L die Breite des Ueberfalles und b die Breite des Canales bezeichnet.

Diese Formel liefert jedoch nur richtige Werthe wenn:

1) Der Querschnitt des Wasserkörpers im Zuflußcanal wenigstens 5mal so groß ist als der Querschnitt L H des Ueberfalls.

2) Die Breite des Ueberfalls wenigstens $^1/_3$ der Breite des Zuflußcanals beträgt.

3) Die Oeffnung des Ueberfalls mit scharfen Kanten versehn ist.

4) Die Kante des Ueberfalles wenigstens in einer Höhe 2 H über dem Spiegel des Unterwassers sich befindet.

Die Werthe von $\left(0{,}381 + 0{,}062\,\frac{L}{b}\right)$ sind in folgender Tabelle enthalten:

$\frac{L}{b} = 0{,}33;\ 0{,}40;\ 0{,}50;\ 0{,}60;\ 0{,}70;\ 0{,}80;\ 0{,}90;\ 1{,}00.$

$\left(0{,}381 + 0{,}062\,\frac{L}{b}\right) = 0{,}401;\ 0{,}406;\ 0{,}412;\ 0{,}418;\ 0{,}424;\ 0{,}431;\ 0{,}437;\ 0{,}443.$

$\left(\frac{0{,}381 + 0{,}062\,\frac{L}{b}}{0{,}443}\right) = 0{,}905;\ 0{,}916;\ 0{,}930;\ 0{,}944;\ 0{,}957;\ 0{,}973;\ 0{,}986;\ 1{,}000.$

§ 88.

Für die Ueberfälle von gleicher Breite mit dem Canal, für welche die Formel $M = 0{,}443\,L\,H\,\sqrt{2\,g\,H}$ die abfließende Wassermenge bestimmt, wie oben mitgetheilt wurde, giebt die nachfolgende Tabelle Redtenbacher's die Wassermenge in Cubik-Decimetern (Litern), welche in einer Secunde unter verschiedenen Druckhöhen auf einen Meter Breite des Ueberfalls abfließen.

Wassermenge bei Ueberfällen von gleicher Breite mit dem Canal.

Ausfluß frei. Werthe von M per 1 Meter Ueberfallbreite für verschiedene Dicken der Wasserschichte über der Schwelle.

Druckhöhe	M	Druckhöhe	M	Druckhöhe	M	Druckhöhe	M
0,050	21,9	0,063	31,0	0,082	46,1	0,108	69,7
0,051	22,6	0,064	31,8	0,084	47,8	0,110	71,6
0,052	23,3	0,065	32,5	0,086	49,5	0,112	73,5
0,053	23,9	0,066	33,3	0,088	51,2	0,114	75,5
0,054	24,6	0,067	34,0	0,090	53,0	0,116	77,5
0,055	25,3	0,068	34,8	0,092	54,7	0,118	79,5
0,056	26,0	0,069	35,6	0,094	56,5	0,120	81,5
0,057	26,7	0,070	36,3	0,096	58,3	0,122	83,6
0,058	27,4	0,072	37,9	0,098	60,2	0,124	85,7
0,059	28,1	0,074	39,5	0,100	62,1	0,126	87,8
0,060	28,8	0,076	41,1	0,102	64,0	0,128	89,9
0,061	29,6	0,078	42,7	0,104	65,9	0,130	92,0
0,062	30,3	0,080	44,4	0,106	67,8	0,132	94,2

Druckhöhe	M	ruckhöhe	M	D ruckhöhe	M	D ruckhöhe	M
0,134	96,3	0,170	137,5	0,206	183,5	0,260	260,1
0,136	98,5	0,172	140,0	0,208	186,1	0,265	267,7
0,138	100,6	0,174	142,4	0,210	188,8	0,270	275,2
0,140	102,8	0,176	144,8	0,212	191,5	0,275	282,9
0,142	105,0	0,178	147,3	0,214	194,2	0,280	290,7
0,144	107,2	0,180	149,8	0,216	196,9	0,285	298,6
0,146	109,4	0,182	152,3	0,218	199,6	0,290	306,4
0,148	111,7	0,184	154,8	0,220	202,4	0,295	314,4
0,150	114,0	0,186	157,3	0,222	205,2	0,300	322,4
0,152	116,3	0,188	159,9	0,224	208,0	0,305	330,5
0,154	118,6	0,190	162,5	0,226	210,8	0,310	338,7
0,156	120,9	0,192	165,0	0,228	213,6	0,315	346,9
0,158	123,2	0,194	167,6	0,230	216,4	0,320	355,2
0,160	125,6	0,196	170,2	0,235	223,5	0,325	363,5
0,162	128,0	0,198	172,8	0,240	230,7	0,330	371,9
0,164	130,4	0,200	175,5	0,245	237,9	0,335	380,4
0,166	132,7	0,202	178,2	0,250	245,2	0,340	389,1
0,168	133,1	0,204	180,8	0,255	252,6	0,345	397,7

§ 89.

Vollkommene Ueberfälle mit abgerundeter Krone.

Während die Ueberfälle mit scharfer Kante gewöhnlich nur bei Wasservermessungen Verwendung finden, oder wo eine Ueberfallschütze angewendet wird, haben die Wehre, welche zur Stauung des Wassers für technische Zwecke angewendet werden, jederzeit eine ebene oder abgerundete Krone, so daß das Wasser ohne erhebliche Contraction von denselben herabfließt.

Nach zahlreichen für diesen Fall angestellten Versuchen ist die in einer Secunde abfließende Wassermenge M:

$$M = 0{,}57\, L\, H \sqrt{2gH} \sqrt{1 + 0{,}115 \frac{u^2}{H}},$$

wobei u die Geschwindigkeit des Wassers im Flusse in einiger Entfernung vor dem Wehr bezeichnet.

§ 90.

Versuche von Weißbach.

Wird das Verhältniß des Querschnittes L H des Ueberfalls zum Querschnitt des Wasserkörpers im Canale mit u bezeichnet, so ist nach Weißbach's Versuchen die per 1 Sec. abfließende Wassermenge:

$$M = x\,k\,L\,H\,\sqrt{2\,g\,H}.$$

Dabei hat k für verschiedene Druckhöhen den Werth:

H = 0,03; 0,04; 0,06; 0,08; 0,10; 0,15; 0,20 Meter.
k = 0,412; 0,407; 0,401; 0,397; 0,395; 0,393; 0,390 „

während der Werth von x für den Fall, daß der Ueberfall wesentlich kleiner ist als der Canal $= 1 + 1{,}718\,u^4$; dagegen für den Fall, daß Canal und Ueberfall gleiche Breite haben

$$= 1{,}041 + 0{,}369\,u^2 \text{ beträgt.}$$

Es ist dabei aber vorausgesetzt, daß $u < 0{,}5$; daß die Oeffnung mit scharfen Kanten versehn ist und daß die untere Kante möglichst hoch über dem Unterwasserspiegel liegt.

§ 91.

Nachweis der Formel $M = 0{,}43\,L\,H\,\sqrt{2\,g\,H}$.

Zum Nachweis der Richtigkeit dieser Formel, sowie als Controle über die Annäherung ihrer Ergebnisse an die Thatsachen mag die folgende Tabelle dienen, welche die Resultate der Versuche Boileau's mit einem Ueberfalle enthält, bei welchem die Höhe der Schwelle über dem Canalboden sehr bedeutend, nämlich 0,912 Meter war.

Ausflußmenge in 1 Secunde in Litern	Druckhöhe H in Millim.	Strahldicke in Millim.	Coefficient k
8,577	63,0	52,5	0,4222
10,790	73,5	61,5	0,4216
12,456	81,0	68,0	0,4205
13,377	85,0	71,5	0,4204
22,766	121,0	102,0	0,4213
26,388	133,0	112,0	0,4235
36,167	163,0	138,0	0,4279
41,372	178,0	151,0	0,4288

Ausflußmenge in 1 Secunde in Litern	Druckhöhe H in Millim.	Strahldicke in Millim.	Coefficient k
45,115	189,0	160,5	0,4261
55,326	218,0	182,5	0,4217
59,996	230,0	196,0	0,4220
67,841	247,0	210,5	0,4271
74,087	261,0	219,5	0,4311
110,871	331,0	279,0	0,4440
121,206	357,0	300,0	0,4409
128,350	370,0	311,5	0,4425
162,945	436,0	368,0	0,4392

Mittlerer Werth von k: 0,4295.

Nimmt man den mittlern Werth der den verschiedenen Druckhöhen von 63 bis 436 Millim. entsprechenden Coefficienten, so ergiebt sich derselbe zu

$$k = 0{,}4295 \quad \text{oder rund} \quad k = 0{,}43.$$

Es geht aus der Vergleichung dieses Werthes mit den Maximal- und Minimalwerthen des Coefficienten k hervor, daß die Formel

$$M = 0{,}43\,L\,H\,\sqrt{2\,g\,H},$$

die wirkliche Ausflußmenge für die obigen Verhältnisse bis auf $^1/_{30}$ genau berechnen läßt.

§ 92.

Unvollkommene Ueberfälle.

Unvollkommen heißt ein Ueberfall, wenn die Krone des Wehres tiefer liegt als der Wasserspiegel im Ablaufcanale. Ist hier die Differenz der Höhe beider Wasserspiegel H und die Höhe des Oberwasserspiegels über der Wehrkrone h_1, so ist diese letztere Höhe die sogenannte Druckhöhe eines unvollständigen Ueberfalls (Fig. 136 und 137).

Wie leicht vorauszusehn, ist die per Secunde durch einen unvollständigen Ueberfall fließende Wassermenge bei derselben Druckhöhe eine andere als bei einem vollständigen Ueberfall, aber nicht in demjenigen Sinne, als man dieses erwarten sollte, wie aus den nachstehenden Versuchen Boileau's hervorgeht.

Diese Versuche sind in den Jahren 1845 bis 1853 in Metz durchgeführt und im Jahre 1854 in dem Werke Boileau's veröffentlicht worden: „Traité de la mesure des eaux courantes".

Dieselben füllen eine wesentliche Lücke in der experimentalen Hydraulik aus, da dieselben mit aller Umsicht und Sorgfalt ausgeführt worden sind.

Coefficienten für unvollständige Ueberfälle.

Wirkliche Ausflußmenge in Litern	Druckhöhe h_1 in Millim.	Dicke des Wasserstrahles in Millim.	Coefficient k
Höhe der Krone über dem Boden des Canals 0,608 M.			
112,788	323	264,0	0,4800
124,248	348	286,0	0,4728
137,128	375	308,5	0,4665
146,002	394	325,0	0,4612
147,205	395	326,0	0,4632
177,990	454	376,0	0,4545
198,925	495	412,0	0,4463
Höhe der Krone = 0,406 M.			
43,424	167	132,0	0,5006
43,777	171	137,5	0,4872
50,643	190	154,0	0,4809
86,013	275	228,0	0,4691
109,584	333	278,0	0,4486
154,229	421	355,0	0,4441
166,770	445	376,0	0,4419
173,336	457	387,0	0,4414
212,712	537	459,0	0,4253
Höhe der Krone = 0,208 M.			
22,713	110	89,0	0,4817
36,197	153	126,0	0,4675
37,677	158	129,0	0,4637
45,881	183	153,0	0,4531
58,670	218	183,5	0,4456
107,561	341	290,0	0,4175
142,454	406	347,0	0,4260

Eine nähere Vergleichung dieser Resultate zeigt, daß unter sonst gleichen Umständen bei einem unvollständigen Ueberfalle wesentlich mehr Wasser abfließt, als bei einem vollständigen, ein Resultat, das man zum Voraus nicht erwarten könnte.

Der Ausfluß-Coefficient wird ferner in dem Maße kleiner, als sich unter sonst gleichen Verhältnissen die Druckhöhe h_1 vermehrt.

Der Coefficient hängt ferner von der Höhe der Wehrkrone über dem Boden des Canales ab und wird in demselben Maße kleiner, als diese Höhe geringer wird.

Es sind außer den bisher betrachteten aber noch andere Umstände vorhanden, welche die Ausflußmenge bei einem Ueberfalle beeinflussen, wie aus den nachstehenden Versuchen hervorgeht, welche Boileau sowohl mit vollständigen als mit unvollständigen Ueberfällen angestellt hat.

Dieselben waren vertical stehend, mit scharfer, aber nicht abgeschrägter, sondern horizontaler Kante.

§ 93.

Coefficienten für unvollständige Ueberfälle mit scharfer horizontaler Kante.

Druckhöhe h_1 Mllm.	Coefficienten k, wenn die Höhe der Krone über dem Boden ist								
	200 Mllm.	250 Mllm.	300 Mllm.	350 Mllm.	400 Mllm.	450 Mllm.	500 Mllm.	550 Mllm.	600 Mllm.
90	0,485	—	—	—	—	—	—	—	—
100	0,483	—	—	—	—	—	—	—	—
110	0,481	—	—	—	—	—	—	—	—
120	0,479	—	—	—	—	—	—	—	—
130	0,476	—	—	—	—	—	—	—	—
140	0,473	—	—	—	—	—	—	—	—
150	0,468	0,472	0,477	0,483	—	—	—	—	—
160	0,463	0,466	0,472	0,479	—	—	—	—	—
170	0,458	0,462	0,467	0,475	0,486	—	—	—	—
180	0,453	0,458	0,463	0,470	0,481	—	—	—	—
190	0,451	0,455	0,459	0,467	0,478	—	—	—	—
200	0,448	0,452	0,456	0,464	0,476	—	—	—	—
220	0,445	0,448	0,452	0,460	0,472	0,489	—	—	—
240	0,441	0,444	0,449	0,457	0,470	0,486	—	—	—
260	0,437	0,440	0,446	0,454	0,467	0,483	—	—	—
280	0,432	0,437	0,444	0,452	0,466	0,480	—	—	—

Druckhöhe h_1 Mllm.	Coefficienten k, wenn die Höhe der Krone über dem Boden ist								
	200 Mllm.	250 Mllm.	300 Mllm.	350 Mllm.	400 Mllm.	450 Mllm.	500 Mllm.	550 Mllm.	600 Mllm.
300	0,427	0,435	0,444	0,452	0,462	0,469	0,475	0,480	0,486
320	0,421	0,430	0,438	0,446	0,454	0,461	0,468	0,474	0,480
340	0,418	0,424	0,431	0,438	0,445	0,453	0,460	0,467	0,474
360	0,417	0,424	0,431	0,438	0,444	0,450	0,457	0,463	0,469
380	0,417	0,424	0,431	0,438	0,444	0,450	0,455	0,460	0,464
400	0,417	0,424	0,431	0,438	0,444	0,449	0,453	0,457	0,461
420	—	—	—	—	0,444	0,448	0,452	0,455	0,456
440	—	—	—	—	0,443	0,447	0,450	0,453	0,456
460	—	—	—	—	0,441	0,445	0,448	0,451	0,454
480	—	—	—	—	0,439	0,442	0,446	0,448	0,450
500	—	—	—	—	0,437	0,439	0,442	0,444	0,445

Bei diesen sowie den nächstfolgenden Versuchen ließen sich hinsichtlich der Form des Wasserstrahles drei Fälle unterscheiden.

Bei ganz kleinen Druckhöhen und freiem Ueberfall hängt sich der Wasserstrahl auf der äußern (Abfluß-) Seite an die Krone und äußere Fläche des Wehres an.

Bei größern Druckhöhen trennt sich der Wasserstrahl von der Krone und fällt in einem paraboliſchen Bogen in den Ablaufcanal.

Bei einem unvollständigen Ueberfall erhebt sich der Unterwasserspiegel bis zur Höhe des Oberwasserspiegels und erscheint der Ueberfall oft ganz ins Wasser eingetaucht.

Wenn die Höhe f der Krone des Ueberfalles über dem Boden des Ablaufcanales die folgenden Werthe erreicht, so ist die nachstehende Druckhöhe diejenige, bei welcher der Ueberfall gerade noch eingetaucht wird:

f = 0,200; 0,250; 0,300; 0,350; 0,400; 0,450; 0,500 M.

Druckhöhe h_1 = 0,070; 0,095; 0,115; 0,135; 0,155; 0,180; 0,200 „

§ 94.

Die nachfolgende Tabelle enthält die Resultate der Versuche Boileau's für die vollständigen Ueberfälle.

Coefficienten für Ueberfälle mit freiem Abfluß, mit verschiedenen Höhen der Schwelle oder Krone über dem Boden des Canales.

Druckhöhe H in Mllm.	Coefficienten für eine Höhe der Krone über dem Boden von					
	200 Mllm.	250 Mllm.	300 Mllm.	350 Mllm.	400 Mllm.	450 Mllm.
40	0,421	0,425	0,426	0,424	0,418	0,411
50	0,419	0,422	0,423	0,422	0,419	0,415
60	0,418	0,420	0,422	0,420	0,415	0,407
70	0,418	0,420	0,422	0,420	0,415	0,409
80	0,418	0,422	0,424	0,421	0,415	0,409
90	—	—	0,424	0,423	0,422	0,419
100	—	—	0,425	0,425	0,424	0,422
120	—	—	0,428	0,429	0,427	0,425
140	—	—	—	0,432	0,432	0,429
160	—	—	—	—	0,436	0,434
180	—	—	—	—	—	0,435

Druckhöhe H in Mllm.	Coefficienten für eine Höhe der Krone über dem Boden von					
	500 Mllm.	550 Mllm.	600 Mllm.	650 Mllm.	700 Mllm.	750 Mllm.
40	0,408	0,405	0,402	0,402	0,404	0,407
50	0,409	0,404	0,399	0,397	0,398	0,402
60	0,404	0,400	0,398	0,398	0,400	0,404
70	0,404	0,400	0,398	0,398	0,400	0,404
80	0,405	0,402	0,399	0,399	0,401	0,405
90	0,416	0,412	0,408	0,406	0,407	0,409
100	0,418	0,414	0,410	0,409	0,409	0,410
120	0,421	0,417	0,411	0,409	0,409	0,410
140	0,424	0,418	0,413	0,410	0,408	0,408
160	0,430	0,424	0,418	0,412	0,408	0,408
180	0,432	0,428	0,424	0,419	0,416	0,415
200	0,436	0,434	0,431	0,428	0,427	0,426
220	—	0,438	0,435	0,433	0,432	0,432
240	—	0,438	0,435	0,434	0,434	0,436
260	—	—	0,435	0,436	0,437	0,438
280	—	—	0,437	0,438	0,439	0,439
300	—	—	0,437	0,439	0,441	0,442
320	—	—	0,438	0,439	0,443	0,443

Druckhöhe H in Mllm.	Coefficienten für eine Höhe der Krone über dem Boden von					
	800 Mllm.	850 Mllm.	900 Mllm.	950 Mllm.	1000 Mllm.	1050 Mllm.
40	0,413	0,428	0,425	0,423	0,418	0,413
50	0,409	0,419	0,423	0,421	0,416	0,411
60	0,410	0,419	0,422	0,420	0,416	0,411
70	0,410	0,419	0,422	0,420	0,416	0,411
80	0,411	0,419	0,422	0,419	0,416	0,411
90	0,413	0,417	0,419	0,419	0,416	0,413
100	0,413	0,417	0,419	0,420	0,416	0,414
120	0,412	0,416	0,420	0,425	0,419	0,416
140	0,410	0,416	0,422	0,427	0,424	0,420
160	0,410	0,418	0,426	0,427	0,425	0,420
180	0,417	0,422	0,428	0,429	0,424	0,420
200	0,428	0,429	0,430	0,430	0,426	0,422
220	0,413	0,433	0,432	0,430	0,428	0,424
240	0,409	0,437	0,434	0,432	0,429	0,426
260	0,410	0,439	0,437	0,434	0,431	0,428
280	0,410	0,441	0,440	0,437	0,434	0,480
300	0,411	0,445	0,444	0,442	0,437	0,432
320	0,413	0,447	0,445	0,447	0,442	0,435
340	0,413	0,446	0,445	0,446	0,441	0,434
360	0,412	0,444	0,443	0,442	0,437	0,432
380	0,410	0,442	0,441	0,438	0,433	0,428
400	0,410	0,442	0,440	0,436	0,432	0,428
420	0,417	0,443	0,440	0,437	0,433	0,428
440	0,428	0,445	0,442	0,438	0,434	—
460	0,433	0,447	0,444	0,440	0,436	—
480	0,437	0,448	0,445	0,442	0,438	—

§ 95.

Einfluß der Form der Krone oder Schwelle bei vollſtändigen Ueberfällen nebſt deren Stellung.

Um den Einfluß geneigter Schwellen bei vollkommenen Ueberfällen darzulegen und ein Urtheil über die Wirkung verſchiedener Kronenformen zu erhalten, ſtellte Boileau mit den nachſtehenden Anordnungen a, b, c und d (Fig. 138—141) Verſuche an. Die Anordnung a (Fig. 138)

iſt mit einer (auf 1 Grundfläche = 3 Höhe) geneigten Schwelle verſehn, deren Krone mit ſcharfer Kante verſehn iſt.

Bei verſchiedenen Druckhöhen H haben ſich die nachſtehenden Werthe k für die Abfluß-Coefficienten ergeben (Höhe der Krone über dem Boden = 0,458 M.):

H = 0,0697; 0,109; 0,118; 0,128; 0,137; 0,152 M.
k = 0,4034; 0,4131; 0,4105; 0,4113; 0,4215; 0,4218 „

alſo im Mittel k = 0,4136.

Es ſcheint daraus hervorzugehn, daß die Neigung der Schwelle ohne weſentlichen Einfluß auf die abfließende Waſſermenge iſt.

Dagegen geht aus der Betrachtung der nachfolgenden Tabellen hervor, daß die obere Form der Wehrkrone einen weſentlichen Einfluß auf den Werth des Coefficienten ausübt. Die erſte Tabelle enthält die Coefficientenwerthe für die Anordnung b (Fig. 139), bei welcher die Wehrkrone aus einer 10 Centim. dicken, oben halbcylinderiſch abgerundeten Schwelle beſteht; deren Wirkung die Contraction vermindert, alſo die abfließende Waſſermenge erhöht.

Bei einer Druckhöhe bis zu 0,160 M. adhärirte der Waſſerſtrahl an der Krone auf der Abflußſeite, bei den größern Druckhöhen war der Ueberfall unvollſtändig, reſp. die Krone in den Unterwaſſerſpiegel eingetaucht.

Die zweite der nachfolgenden Tabellen enthält die Reſultate der mit den Anordnungen c und d (Fig. 140 und 141) angeſtellten Verſuche. Dieſe beiden Anordnungen ſind diejenigen, welche beim Eintritt in Waſſerräder ſehr oft vorkommen, und bieten ſomit ein beſonderes Intereſſe dar.

Bei der Anordnung c iſt die obere Kante der Schwelle von 10 Centim. Dicke nach einem Viertelkreis abgerundet nach der Ablaufſeite zu. Die Anordnung d endlich iſt mit einer wulſtförmigen Krone von 12 Centim. oberer Dicke verſehn.

Druckhöhe H in Metern	Coefficient k	Zuſtand des Strahles	Druckhöhe h_1 in Metern	Coefficient k	Zuſtand des Strahles
0,080	0,464	Der Ueberfall war vollſtändig, aber der abfließende Waſſerſtrahl adhärirte an der Krone des Wehres auf der Seite des Abfluſſes.	0,180	0,578	Der Ueberfall war unvollſtändig; reſp. die Krone des Ueberfalls in den Unterwaſſerſpiegel eingetaucht.
0,090	0,483		0,190	0,574	
0,100	0,498		0,200	0,570	
0,110	0,510		0,210	0,567	
0,120	0,519		0,220	0,565	
0,130	0,528		0,230	0,563	
0,140	0,532		0,240	0,562	
0,150	0,549		0,250	0,561	
0,160	0,562		0,260	0,561	

Verſuchsreſultate mit der Anordnung b (Fig. 139) mit halbcylindriſcher Krone.

Druckhöhe H in Met.	Coefficient für den		Zuſtand der Krone	Druckhöhe H in Met.	Coefficient für den		Zuſtand der Krone
	adhärirenden Strahl	freien Strahl			adhärirenden Strahl	freien Strahl	
0,050	0,434	0,393	Krone auf der dem Ablauf zugekehrten Seite nach einem Viertelkreis abgerundet. Dicke der Krone 10 Centim. Schwelle einwärts geneigt.	0,050	—	—	Krone mit einem cylindriſchen Wulſte von 10 Centim. Durchmeſſer. Schwelle nach einwärts geneigt.
0,060	0,448	0,393		0,060	—	—	
0,070	0,465	0,396		0,070	—	—	
0,080	0,465	0,408		0,080	—	—	
0,090	0,481	0,422		0,090	0,447	—	
0,100	0,498	0,428		0,100	0,457	0,403	
0,110	0,511	0,433		0,110	0,467	0,417	
0,120	0,512	0,437		0,120	0,476	0,432	
0,130	0,530	0,441		0,130	0,485	0,446	
0,140	0,535	0,445		0,140	0,494	0,458	
0,150	0,540	0,450		0,150	0,502	0,468	
0,160	—	0,453		0,160	0,510	0,477	
0,170	—	0,457		0,170	0,517	0,486	
0,180	—	0,460		0,180	0,524	0,494	
0,190	—	—		0,190	0,530	0,502	
0,200	—	—		0,200	0,535	0,508	
0,210	—	—		0,210	0,539	—	
0,220	—	—		0,220	0,542	—	
Anordnung c (Fig. 140).				Anordnung d (Fig. 141).			

Eine Betrachtung der vorstehenden Resultate zeigt, daß das Adhäriren des Wasserstrahles an der Wehrkrone mit einer bedeutenden Zunahme der abfließenden Wassermenge verbunden ist. So ist z. B. bei einer Druckhöhe von 0,130 M. der Werth des Coefficienten $k = 0{,}441$ für den frei herunterfallenden Wasserstrahl; während bei sonst ganz gleichen Umständen, wo aber der Wasserstrahl an der Wehrkrone adhärirte, der Werth des Coefficienten 0,535 betragen hat, die abfließende Wassermenge also um den vollen fünften Theil größer war als im erstern Falle. Es geht daraus hervor, daß man bei Wasservermessungen nicht nur auf Druckhöhe, Anordnung, Form der Wehrkrone, sondern auch auf die Beschaffenheit des abfließenden Strahles selbst zu achten hat.

Aus diesem Grunde ist es bei Vermessungen, wo man einen künstlichen Ueberfall herstellen muß, rathsam, den obern Theil der Schwelle scharfkantig zu machen, damit der abfließende Wasserstrahl sich von derselben abhebt und ganz frei herunterfällt.

§ 96.

Bestimmung der Druckhöhe H eines Ueberfalles.

In manchen Fällen kann man bei einem vorhandenen Ueberfalle die Druckhöhe H wegen baulicher Verhältnisse oder anderweitiger Schwierigkeiten nicht messen. Um in diesem Falle dennoch die Wassermenge bestimmen zu können, kann man die Druckhöhe aus folgender Tabelle entnehmen, welche das Verhältniß der Strahldicke zur Druckhöhe H für die verschiedenen Druckhöhen selbst enthält. Bezeichnet e die Dicke des Strahles an der innern Kante des Ueberfalles, so giebt die Tabelle die Werthe $\frac{H}{e}$ an. Man sucht nun den ungefähren Werth von H zu bestimmen, berechnet mittelst der genau gemessenen Strahldicke $\frac{H}{e}$ und sucht nun die diesem Werthe entsprechende Größe von H aus der Tabelle, wonach man einen corridirten Werth von H erhält.

Verhältniß der Druckhöhen und der Strahldicken bei Ueberfällen.

Vollständige Ueberfälle					Unvollständige Ueberfälle			
Druckhöhe H in Met.	Werth von $\frac{H}{e}$ für eine Höhe der Krone von				Druckhöhe H in Met.	Werth von $\frac{H}{e}$ für eine Höhe der Krone von		
	0,262 M.	0,325 M.	0,420 M.	0,518 M.		0,325 M.	0,335 M.	0,420 M.
0,030	1,330	—	—	1,285	—	—	—	—
0,040	1,282	—	1,320	1,250	0,130	—	1,283	—
0,050	1,260	—	1,285	1,228	0,140	—	1,275	1,291
0,060	1,234	1,243	1,249	1,214	0,150	1,256	1,266	1,281
0,070	1,223	1,232	1,231	1,205	0,160	1,250	1,258	1,271
0,080	1,216	1,232	1,223	1,200	0,180	1,236	1,245	1,254
0,090	1,212	1,228	1,218	1,199	0,200	1,225	1,232	1,241
0,100	1,210	1,225	1,217	1,199	0,220	1,216	1,223	—
0,120	1,206	1,221	1,212	1,197	0,240	1,208	1,216	—
0,140	1,202	1,216	1,206	1,197	0,260	1,202	1,208	—
0,160	1,199	—	1,201	—	0,280	1,198	1,203	—
0,180	1,196	—	1,195	—	0,300	—	1,198	—

Der mittlere Werth des Verhältnisses $\frac{H}{e}$ beträgt demnach für:

a) Vollständige Ueberfälle $\frac{H}{e} = 1{,}20$.

b) Unvollständige „ $\frac{H}{e} = 1{,}25$.

Wenn es sich daher nicht um eine sehr genaue Wasservermessung handelt, hat man blos die Dicke des Strahles an der innern Kante der Krone zu messen, diese mit den angegebenen Werthen von $\frac{H}{e}$ zu multipliciren, um die Druckhöhe H zu erhalten.

In den folgenden Nummern soll nun noch der Einfluß der Gerinne und deren Anordnung auf die Wassermenge bei Ueberfällen betrachtet werden.

§ 97.

Einfluß der Gerinne bei Ueberfällen.

Wenn das Vorhandensein eines Gerinnes bei Schützenöffnungen einen wesentlichen Einfluß auf die abfließende Wassermenge ausübt,

kann man voraussetzen, daß dieses bei den Ueberfällen gleicherweise der Fall sein dürfte.

Die in den nachstehenden Tabellen zusammengestellten Resultate der von Lesbros über diesen Gegenstand angestellten Versuche bestätigen diese Voraussetzung und es geht aus denselben deutlich hervor, daß man eben keine allgemein gültigen Regeln über die Wassermenge bei Ueberfällen aufstellen kann, vielmehr bei einer Vermessung dann am sichersten geht, wenn man jeden speciellen Fall für sich betrachtet und nur die diesem letztern entsprechenden Coefficienten-Werthe benützt.

Bei den Anordnungen a, b, c, d, e, f (Fig. 142 bis 147) ist das sich dem Ueberfalle anschließende Gerinne in gleicher Breite mit demselben, liegt horizontal und hat eine Länge von 3 Metern.

Bei der Anordnung g (Fig. 148) dagegen ist das Gerinne um $^1/_{10}$ der Länge geneigt und hat eine Länge von 2,50 Metern.

Dieser letztere Fall entspricht also demjenigen, welcher bei den Wasserrad-Einläufen am häufigsten vorkommt.

Druckhöhe H in Metern	Coefficienten für einen Ueberfall von der Anordnung						
	a (Fig. 142)	b (Fig. 143)	c (Fig. 144)	d (Fig. 145)	e (Fig. 146)	f (Fig. 147)	g (Fig. 148)
0,010	—	—	—	—	0,382	0,395	0,406
0,020	0,196	0,208	0,201	0,175	0,368	0,383	0,395
0,030	0,234	0,231	0,228	0,205	0,358	0,373	0,385
0,040	0,263	0,251	0,250	0,234	0,351	0,365	0,379
0,050	0,278	0,266	0,267	0,260	0,346	0,360	0,375
0,060	0,286	0,281	0,280	0,276	0,344	0,355	0,372
0,070	0,292	0,288	0,289	0,285	0,343	0,352	0,371
0,080	0,297	0,294	0,295	0,291	0,341	0,349	0,371
0,090	0,301	0,298	0,300	0,295	0,340	0,347	0,370
0,100	0,304	0,302	0,304	0,299	0,340	0,345	0,369
0,110	0,306	0,305	0,307	0,303	0,339	0,344	0,369
0,120	0,309	0,308	0,310	0,306	0,338	0,343	0,369
0,130	0,311	0,310	0,312	0,308	0,337	0,342	0,368
0,140	0,313	0,312	0,314	0,311	0,336	0,341	0,368
0,160	0,316	0,316	0,317	0,315	0,334	0,340	0,367
0,180	0,317	0,319	0,319	0,319	0,333	0,339	0,367
0,200	0,319	0,322	0,322	0,322	0,331	0,338	0,366
0,220	0,320	0,325	0,324	0,325	0,330	0,337	0,365
0,250	0,321	0,329	0,326	0,329	0,328	0,336	0,364
0,300	0,324	0,332	0,329	0,332	0,326	0,334	0,361

Die Vergleichung der verschiedenen Coefficientenwerthe zeigt, daß dieselben für die kleinern Druckhöhen von 0,01 und 0,02 Meter kaum mehr als halb so groß ausfallen können, als diejenigen für dieselben Druckhöhen bei anderer Anordnung des Ueberfalles. Das geneigte Gerinne der Anordnung g (Fig. 139) beeinträchtigt dagegen die ausfließende Wassermenge etwas weniger als das horizontale Gerinne. Immerhin geht aus der Tabelle hervor, daß das Vorhandensein eines Gerinnes von derselben Breite mit dem Ueberfalle sorgfältig in Betracht gezogen werden muß, da es bedeutenden Einfluß auf das abfließende Wasserquantum hat.

§ 98.

Ueberfälle mit schiefen Wehren.

Um dem Ueberfalle (namentlich in Flüssen) mehr Ausdehnung zu geben und zu verhindern, daß bei reißenden Gewässern die vom Hochwasser mitgeführten Baumstämme u. dergl. nicht so leicht am Ueberfalle hängen bleiben und sich stauen; ferner um bei der Anlage von Seitencanälen das Wasser leichter in diese abzulenken, werden die Wehre öfter schief angelegt, d. h. geneigt gegen die Längenrichtung des Stromes.

Die Versuche von Boileau haben gezeigt, daß man bei solchen schiefen Wehren die abfließende Wassermenge berechnen kann, wie bei einem normal gegen die Längenrichtung des Flusses stehenden Wehre von derselben Länge, wie das schiefe Wehr, wenn man das Resultat mit den nachstehenden Werthen multiplicirt.

Mit k = 0,942 wenn die Schiefe 45° beträgt und
„ k = 0,911 „ „ „ 65° „

§ 99.

Versuche mit unvollständigen Ueberfällen.

$\frac{H-h}{H}$	Coefficient k	$\frac{H-h}{H}$	Coefficient k
0,0010	0,2270	0,0050	0,4960
0,0020	0,2950	0,0060	0,5560
0,0030	0,3630	0,0070	0,5970
0,0040	0,4300	0,0080	0,6050

$\frac{H-h}{H}$	Coefficient k	$\frac{H-h}{H}$	Coefficient k
0,0090	0,6000	0,2000	0,5070
0,0100	0,5960	0,2500	0,5020
0,0150	0,5810	0,3000	0,4970
0,0200	0,5710	0,3500	0,4920
0,0250	0,5570	0,4000	0,4870
0,0300	0,5460	0,4500	0,4800
0,0350	0,5370	0,5000	0,4740
0,0400	0,5310	0,5500	0,4660
0,0450	0,5260	0,6000	0,4590
0,0500	0,5220	0,7000	0,4440
0,0600	0,5190	0,8000	0,4270
0,0800	0,5170	0,9000	0,4090
0,1000	0,5160	1,0000	0,3900
0,1500	0,5120		

Wenn man bei einem unvollständigen Ueberfalle (entgegen § 92) mit H die Druckhöhe wie bei einem gewöhnlichen Ueberfalle bezeichnet (Fig. 149), nämlich die Höhe des Oberwasserspiegels über der Schwelle des Ueberfalles; ferner mit h die Dicke des Wasserstrahles an seiner dünnsten Stelle, so ist die per Secunde abfließende Wassermenge =

$$k . L H \sqrt{2g(H-h)}$$

und die oben stehende Tabelle enthält alsdann die verschiedenen Werthe von k für die Werthe von (H — h).

Die Höhe h muß indessen immer an der tiefsten Stelle des abfließenden Strahles gemessen werden, worauf um so sorgfältiger Acht zu geben ist, als der Wasserstrahl bei seiner Begegnung mit dem Wasser des Ablaufcanales bei f sich anstaut und eine wesentliche Erhöhung bildet, die selbst höher liegen kann, als der Spiegel des Oberwassers.

§ 100.

Ueberfälle in den Seitenwänden eines Canales.

Vor dem Einlaufe in ein Wasserrad- oder Turbinenhaus wird in manchen Fällen ein seitlicher Leerlauf in den Seitenwänden des Canales selbst angebracht, so daß die Schwelle oder Krone des Ueberfalles von der Seitenwand selbst gebildet wird. Es hat dieses gewöhnlich zum Zwecke, keine Leerlaufschütze anbringen und aufziehn zu müssen, wenn die Einlauffalle zum Motor geschlossen wird, ferner wird dadurch

eine Ueberschwemmung des Canales verhindert, wenn aus irgend einer Ursache plötzlich eine größere Wassermenge den Canal herabfließt, als der Motor gerade consumiren kann.

Ist in einem solchen Falle die Geschwindigkeit des Wassers im Canale keine sehr große und der Ueberfall nicht besonders lang, so kann die abfließende Wassermenge auf dieselbe Weise und mit denselben Coefficienten berechnet werden, wie ein gewöhnlicher Ueberfall quer gegen die Längenrichtung des Canales.

Ist aber der Ueberfall breit und die Zuflußgeschwindigkeit des Wassers größer, so ist die Druckhöhe H (Fig. 150) nicht mehr über die ganze Breite des Ueberfalles constant, sondern es nimmt dieselbe von oben nach unten ab.

Der Theorie nach würde die Abnahme der Druckhöhe in der Weise erfolgen, daß die Oberfläche des Wassers über die Breite des Ueberfalles eine Curve bilden würde, deren Scheitel der Krone des Ueberfalles zugekehrt ist und deren Schenkel assymptotisch gegen diese Krone auslaufen, so daß eine wenn auch geringe Druckhöhe sich auf eine unendlich weite Distanz erstrecken würde. Es folgt daraus, daß die durch das Schließen der Schütze bewirkte Aufstauung sich keineswegs etwa in demselben Verhältniß vermindert, wie die Länge des Wehres sich vermehrt.

Umgekehrt könnte man demnach einen Ueberfall von beliebig kleiner Druckhöhe anwenden, wenn man die Länge desselben entsprechend wählen wollte.

Da dieses indessen die practischen baulichen ꝛc. Verhältnisse niemals gestatten werden und eine sehr geringe Druckhöhe nebst großer Breite des Ueberfalles weiter keine Vortheile bietet, so wird man immer eine mäßige Breite des Ueberfalles und eine mittlere Druckhöhe H wählen und denselben für practische Zwecke genau genug unter der Annahme berechnen, daß die Druckhöhe H proportional mit der Breite des Ueberfalles abnimmt, resp. der Wasserspiegel nach dieser Breite eine gerade geneigte Linie bildet, in deren Mitte die mittlere Druckhöhe gemessen oder berechnet wird, je nachdem man bei einem vorhandenen Ueberfalle die abfließende Wassermenge zu berechnen oder die Dimensionen des Ueberfalles aus der Wassermenge zu bestimmen hat.

§ 101.

Berechnung der Wassermenge bei unvollständigen Ueberfällen.

Auf theoretischem Wege ist in neuerer Zeit eine Formel zur Bestimmung der Wassermenge bei Ueberfällen abgeleitet worden, welche

welche für unvollſtändige Ueberfälle, wo Canal und Ueberfall gleich breit ſind, z. B. zur Beſtimmung der Waſſermenge bei Wehren in größern Flüſſen angewendet werden kann.

Bezeichnet nämlich v die Geſchwindigkeit des zufließenden Waſſers per Secunde in der Nähe des Ueberfalles gemeſſen, ferner e die Differenz der beiden Waſſerſpiegel im Zu- und Ablaufcanal (oder Fluſſe), e_1 die Höhe des Unterwaſſerſpiegels über der Wehrkrone (Fig. 151), ſo kann man das ganze über das Wehr fließende Waſſerquantum in zwei Theile zerlegen, indem man ſich vorſtellt, daß die auf die Höhe e_1 durchfließende Waſſerſchicht über das Wehr ſo abfließt, als ob die darüber fließende Waſſerſchicht e als Druckhöhe wirkte, ſo daß die obere Waſſerſchicht e beſonders berechnet werden muß, wie bei einem vollſtändigen Ueberfalle.

Nennt man u einen der Erfahrung entlehnten Corrections-Coefficienten, ſo beträgt die über Waſſer auf die Höhe e durchfließende Waſſermenge bei einer Breite b_1 des Ueberfalles:

$$M_1 = \tfrac{2}{3}\, u\, b_1 \sqrt{2g} \left\{ (e+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}} \right\},$$

wobei $k = \frac{v^2}{2g}$. Die auf die Höhe e_1 unter Waſſer abfließende Waſſermenge iſt dagegen

$$M_2 = u\, b_1\, e_1 \sqrt{2g\,(e+k)}.$$

Den Werth von u hat die Erfahrung auf 0,5 bis 0,70 feſtgeſetzt.

In beiden Formeln bezeichnet b_1 die ganze Breite des Ueberfalles und e die Differenz beider Waſſerſpiegel im obern und untern Theile des Fluſſes.

§ 102.

Wehr des Schaffhauſener Waſſerwerkes.

Ein intereſſantes Beiſpiel eines großen Wehres bietet dasjenige der Turbinenanlage der Schaffhauſener Waſſerwerke dar. Daſſelbe bildet (Fig. 152) eine gebrochene Linie ip, deren totale Länge = 600′. Die Geſchwindigkeit des zufließenden Waſſers beträgt v = 4′.

Die Differenz beider Waſſerſpiegel e = 5,27′.

Die Höhe des Unterwaſſerſpiegels über der Schwelle $e_1 = 1'$.

Nach den obigen Formeln iſt nun die auf die Höhe e über Waſſer durchfließende Waſſermenge, da $k = \frac{4^2}{2g} = 0{,}25$.

$$M_1 = \tfrac{2}{3} . 0{,}6 . 600 \sqrt{65{,}4} \left\{ (5{,}27 + 0{,}25)^{\frac{3}{2}} - 0{,}25^{\frac{3}{2}} \right\} = 25900 \text{ Cb.'}$$

und die auf die Höhe e_1 unter Waſſer abfließende Waſſermenge

$$M_2 = 0{,}6 . 600 . 1 \sqrt{65{,}4\,(5{,}27 + 0{,}25)} = 6800 \text{ Cb.'}$$

Mithin die ganze über das Wehr fließende Waſſermenge

$$M_1 + M_2 = 25900 + 6800 = 32700 \text{ Cb.'}$$

Nun hat aber nach genauen und ſehr ausführlichen Vermeſſungen die ganze Waſſermenge 30900 Cubikfuß betragen, ſo daß der den obigen Formeln zu Grund gelegte Werth $u = 0{,}6$ noch ein wenig zu groß iſt und in Wirklichkeit

$$u = 0{,}58$$ beträgt.

§ 103.

Zur Beſtimmung der Länge eines Wehres,

welches in den Seitenwänden eines Canales angebracht iſt und bei welchem die Druckhöhe längs des Wehres abnimmt, iſt gewöhnlich außer der Waſſermenge nur die Druckhöhe H am obern Ende des Ueberfalles gegeben.

Für dieſen ziemlich häufigen und ſchwierigen Fall hat Morin folgende Ausdrücke abgeleitet. Für die per 1 Secunde abfließende Waſſermenge M:

$$M = \tfrac{2}{3} k L H^{\frac{3}{2}} \sqrt{2g}$$

und zur Beſtimmung der Breite L des Ueberfalles bei gegebener Waſſermenge

$$L = \tfrac{5}{2} \frac{M}{k \sqrt{2g}\, H^{\frac{3}{2}}}.$$

Nimmt man beim Vorhandenſein eines wie 1 : 10 geneigten Gerinnes den früher gefundenen Werth des Coefficienten $k = 0{,}37$ an, ſo wird obige Formel

$$L = 1{,}525 \frac{M}{H}.$$

§ 104.

Einfluß der Wasserräder auf die vor denselben befindlichen Ueberfälle und Schützenöffnungen.

Redtenbacher giebt in seinem Werke über Wasserräder für die über einen unvollständigen Ueberfall fließende Wassermenge folgende Formel an, wobei er die Geschwindigkeit des zufließenden Wassers vernachlässigte, was bei Fabrikcanälen mit circa 0,30 Meter Zuflußgeschwindigkeit des Wassers wohl erlaubt ist:

$$M = (0{,}57\,H + 0{,}62\,h)\,b\sqrt{2\,g\,H},$$

wobei h die Höhe des Unterwasserspiegels über der Krone des Ueberfalles,

H den Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasserspiegel und b die Breite des Ueberfalles bedeutet.

Das Vorhandensein eines Wasserrades an der Stelle eines Ueberfalles hat indessen einen so wesentlichen Einfluß auf die abfließende Wassermenge, daß man bei der Wahl der Umdrehungsgeschwindigkeit, sowie der Geschwindigkeit, mit welcher das Wasser ins Rad eintreten soll, sehr sorgsam zu Werke gehn muß, indem die wirkliche Durchflußmenge bei arbeitendem Motor thatsächlich oft kaum die Hälfte derjenigen beträgt, welche bei freiem Ablauf durchfließen würde.

Man würde sich sehr irren, wenn man bei einem Ueberfalle die durchfließende Wassermenge (beim Vorhandensein eines Wasserrades an der Stelle des Ueberfalles) nach den oben abgeleiteten Formeln berechnen, die Umdrehungsgeschwindigkeit des Rades und die Nutzleistung dieser Wassermenge entsprechend bestimmen wollte; man kann sich auf diese Weise um die ganze Hälfte des erhaltenen Betrages täuschen.

Es soll dieses an einem Beispiel nachgewiesen werden.

Bei dem Wasserwerke der Stadt Zürich werden zwei doppelt wirkende Pumpen durch ein unterschlächtiges Zuppinger'sches Wasserrad mit folgenden Dimensionen betrieben (Fig. 153).

Diameter des Wasserrades . . . . = 6 Meter.
Breite „ „ . . . . = 3,9 „
Anzahl der Radschaufeln . . . . = 36 „
Anzahl der Umdrehungen per Minute = 4,83.

Da die Wasserstände im Zu- und Abflußcanal veränderlich sind, ist das Rad zum Heben eingerichtet.

Der Kropf des Ueberlaufgerinnes ist in Stein ausgehauen und hat seinen tiefsten Punct 0,51 Meter unter der Einlaufschwelle; er hat eine

Länge von 1,8 Meter, so daß sich gleichzeitig vier Schaufeln im Kropfe befinden.

Nun ist die Zuflußgeschwindigkeit des Wassers = 1,28 Meter.
Die Umfangsgeschwindigkeit des Rades . . . = 1,52 „
Abflußgeschwindigkeit des Wassers . . . . = 0,76 „
Gefälle = 0,770 Meter.

Diese Daten entsprechen bei einer Wasserkraftmenge von 6,2 Cbm. einer absoluten Wasserkraft von 64 Pferden.

Nun ist die Breite b des Ueberfalles = 3,37 Meter; h = 0,77 Meter.

Es ist also nach der Redtenbacher'schen Formel (§ 106)

$$M = (0{,}57\,H + 0{,}62\,h)\,b\,\sqrt{2\,g\,H}$$

$$= (0{,}57 \times 0{,}77 + 0{,}62 \times 0{,}77)\,3{,}37\,\sqrt{2 \,.\, 9{,}8 \,.\, 0{,}77} = 12{,}082$$ Cubikm.

welche Wassermenge einer absoluten Kraft von 120 Pferdestärken gleichkommt.

In der That fließt aber bei dem erwähnten Gefälle von 0,77 M. und bei arbeitendem Wasserrade nur die Hälfte (52 %) der eben berechneten Wassermenge durch den Ueberfall ab, wie aus folgender Zusammenstellung hervorgeht, welche die Resultate genau vorgenommener Vermessungen enthält.

Gefälle in Metern	Durchfließende Wassermenge in Cubikm.	
	nach der Formel	wirkliche
0,72	6,061	3,152
0,66	9,448	4,913
0,64	10,426	5,422
0,63	11,452	5,955
0,60	16,338	8,496

Wie sehr man sich bei der Schätzung der bei vorhandenen Wasserständen disponiblen Wasserkraft täuschen kann, kann man aus diesem Beispiele ermessen.

Eine so leichte und einfache Sache die Festsetzung einer Wasserkraft auf Grundlage der vielen bereits vorhandenen Versuchsresultate erscheinen mag, eine so schwierige, Umsicht und Erfahrung erfordernde Aufgabe ist dieses, wo es sich um die Benützung großer Wassermassen

bei kleinen Gefällen handelt und nirgends bewahrheitet sich der Ausspruch besser als in diesem Puncte:

„Grau, Freund, ist alle Theorie." —

Durch den langsamen Gang der Wasserräder, welcher aber immer noch schneller ist, als die Zuflußgeschwindigkeit des Wassers, wird bei denselben die Wasserkraft besser ausgenützt, der Stoß beim Eintritt des Wassers in das Rad beseitigt, also lebendige Kraft erspart.

Allein es wird dadurch auch die durchfließende Wassermenge unter sonst gleichen Umständen herabgezogen und eine noch wesentlich größere Breite der Räder erforderlich, als der bloßen Abnahme der Umfangsgeschwindigkeit entspricht.

So große Vortheile bei einer oberflächlichen Betrachtung der Sache daher auch die in neuerer Zeit Mode gewordenen Wasserräder mit langsamem Gange und großer Breite (System Sagebieu) zu bieten scheinen, so wesentlich sind bei näherer Prüfung die Nachtheile, welche diese Räder im Gefolge haben, wie dieses auch eine sachgemäße Erörterung der Sagebien'schen Versuche und deren scheinbaren Resultate zur Genüge erkennen läßt. Diese Erörterung wird im zweiten Bande des Werkes stattfinden.

§ 105.

Anlage der Wehre und Stauweite.

Die Erbauung eines Wehres hat die Herstellung eines künstlichen Gefälles oder die Vermehrung eines bereits vorhandenen Gefälles zum Zwecke und ist erforderlich zur Ausnützung einer vorhandenen Wasserkraft, wenn das zu bewirkende Gefälle nicht über 2,5 Meter beträgt.

Bei der Anlage eines Wehres wird der Wasserspiegel vom Wehr an stromaufwärts bis auf eine gewisse Entfernung gehoben, welche man die Stauweite nennt. Mathematisch genommen bildet diese Oberfläche des Wassers keine horizontale Ebene, sondern eine krumme Fläche, welche tangirend und asymptotisch mit dem Wasserspiegel zusammenfällt. Da indessen die Zuflußgeschwindigkeit in der Regel niemals bedeutend ist, kann man die Oberfläche des Wassers dennoch als eine horizontale Ebene betrachten.

Nennt man unter dieser Voraussetzung h die Höhe, auf welche das Wasser gestaut werden soll und a den Winkel, unter welchem die Wasserfläche vor der Herstellung des Wehres gegen den Horizont geneigt ist, so beträgt die Stauweite w

$$w = h \operatorname{cotg} a.$$

Die genaue Stauweite ist ganz besonders abhängig von der Geschwindigkeit v des zufließenden Wassers und es lassen sich hinsichtlich der Staucurve und der Stauweite folgende zwei Fälle unterscheiden:

1. Wenn die Geschwindigkeitshöhe $\frac{v_2}{2g}$ des zufließenden Wassers kleiner als die halbe Tiefe des unaufgestauten Wasserkörpers ist, so ist genau genommen die Stauweite unendlich groß, indem die Staucurve (Oberfläche des Wasserkörpers) assymptotisch in den ursprünglichen Wasserspiegel übergeht, d. h. diesem Wasserspiegel sich zwar mehr und mehr nähert, ohne denselben jemals ganz zu erreichen. Dieser theoretische Sachverhalt ist nun in der Praxis insoferne anders, als die Stauweite allerdings sehr groß werden kann, aber doch immerhin eine entschiedene Grenze hat, die freilich schwierig genau zu bestimmen ist und schon unter dem Einflusse eines mäßigen Windes stromabwärts oder aufwärts sich auf eine bedeutende Länge verschiebt.

2. Je größer die Geschwindigkeit v und mit ihr der Werth $\frac{v^2}{2g}$ nun wird, um so kürzer wird die Stauweite, und wenn der Werth $\frac{v^2}{2g}$ die halbe Wassertiefe des unaufgestauten Wasserkörpers übertrifft, so verschwindet die Stauweite und es bildet das Wasser einen sogenannten Sprung oder eine Schwelle, Fig. 192 Tafel 21, indem sich in einer mäßigen Entfernung von der Wehrkrone eine Erhöhung bc des Wasserspiegels bildet.

Wo Wehre angelegt werden, haben die Flüsse und Canäle kein so großes Gefälle, daß ein Wassersprung zum Vorschein kommt und da auch bei den gewöhnlich vorhandenen Zuflußgeschwindigkeiten die Stauweite nicht theoretisch ausläuft, so kann dieselbe für die Praxis genau genug durch die oben angegebene Regel bestimmt werden. —

Auf die Stauweite müssen die Uferdämme eines Flusses erhöht und verstärkt werden, wenn die umherliegenden Grundstücke nicht durch Horizontalwasser leiden sollen.

Durch die Anlage eines Wehres werden die natürlichen Aenderungen des Wasserstandes vermindert oder aufgehoben.

Hinsichtlich der Richtung und Lage der Wehre gegen die Längenrichtung des Stromes sind verschiedene Bemerkungen erforderlich.

Das Wehr (Fig. 154) vertical auf die Längenrichtung des Stromes errichtet, ist das einfachste, am leichtesten herzustellen, hat aber eine Krone von geringer Ausdehnung.

Die Veränderungen des Wasserstandes bei Hoch- und Niederwasser fallen in den mehrsten Fällen schon zu bedeutend aus. Dieses Wehr ist daher nur dann anwendbar, wenn die Wasserstände des Flusses nicht sehr veränderlich sind.

Das Wehr (Fig. 155) ist nur wenig länger, schwieriger herzustellen, leitet das Wasser an das linke Ufer und wühlt dasselbe leicht auf. Dieses Wehr ist daher nicht zu empfehlen.

Dasselbe gilt in noch höherm Maße von dem doppelt geneigten Wehr (Fig. 156).

Am empfehlenswerthesten für sehr veränderliche Wasserstände ist das Wehr Fig. 157.

An Ausdehnung der Wehrkrone übertrifft es alle vorhergehenden und bewirkt eine beinahe constante Höhe des Wasserstandes im Zuflußcanale. Je größer die Veränderlichkeit des Wasserstandes im Flusse ist, um so länger ist derjenige Theil des Wehres zu halten, welcher in der Längenrichtung des Flusses ist.

Das Wehr ist leicht solid auszuführen und leitet das Wasser nicht gegen die Wände hin. Natürlich baut man dieses Wehr nur dann, wenn dasjenige Fig. 154 nicht ausreicht.

§ 106.

Bestimmung der Höhe der Wehrkrone.

a) Handelt es sich nun um die Entscheidung der Frage, ob ein Grundwehr oder ein Ueberfallwehr gebaut werden muß, so kann die Entscheidung auf folgende Art geschehn:

Nennt man wieder b die Breite des Wehres, M die Wassermenge und h die zu bewirkende Stauung, so ist annähernd $0{,}57\,b\,h\sqrt{2\,g\,h}$ die Wassermenge, welche über das Wehr abfließen würde, wenn die Wehrkrone bis an den ursprünglichen Wasserspiegel reichen würde.

Je nachdem nun der Werth $0{,}57\,b\,h\sqrt{2\,g\,h}$ gleich M, größer oder kleiner als M ausfällt, ist im ersten Falle ein Wehr zu bauen, dessen Krone bis an den Wasserspiegel reicht, im zweiten Falle aber ein Ueberfallwehr und im dritten ein Grundwehr. Der Coefficient 0,57 bezieht sich auf Wehre mit abgerundeter Krone.

Bei einem Ueberfallwehre findet man die Tiefe x der Wehrkrone unter dem ursprünglichen gestauten Wasserspiegel

$$x = \left(\frac{M}{0{,}57\,b\sqrt{2\,g}}\right)^{\frac{2}{3}}$$

Bei einem Grundwehr ist annähernd:

$$M = 0{,}57\, b\, h \sqrt{2gh} + 0{,}62\, b\, x \sqrt{2gh}$$

und

$$x = \frac{M}{0{,}62\, b \sqrt{2gh}} - 0{,}92\, h.$$

Durch diese Formeln werden die gesuchten Größen nur annäherungsweise bestimmt, doch für die meisten Fälle der Praxis genau genug.

Es ist übrigens in den meisten Fällen nicht sehr schwierig, die Höhe der Krone eines Wehres in diesem oder jenem Sinne soweit abzuändern, daß die Stauhöhe schließlich genau die verlangte wird.

b) Will man indessen die Höhe des Wehres ganz genau bestimmen, so hat man zu berücksichtigen, daß die in den Seitencanal abfließende Wassermenge M_1 eine Erniedrigung e des Unterwasserspiegels zur Folge hat.

Ist nun a die mittlere Tiefe eines Flusses vor der Anlage des Wehres bei der Wassermenge M, so ist:

$$\frac{e}{a} = 1 - \left(\frac{M_1}{M}\right)^{\frac{2}{3}} \left\{1 - \frac{2}{3}\frac{a}{b}\left[1 - \left(\frac{M_1}{M}\right)^{\frac{2}{3}}\right]\right\}$$

und zwar um so genauer, je steiler die Ufer des Flusses sind und je größer $\frac{b}{a}$ ist.

Setzt man

$$\frac{e}{a} = x + y\frac{a}{b},$$

so sind die Werthe von x und y aus folgender Tabelle zu entnehmen:

$\frac{M_1}{M}$ =	0,2;	0,3;	0,4;	0,5;	0,6;	0,7;	0,8.
x =	0,658;	0,552;	0,457;	0,370;	0,289;	0,212;	0,138.
y =	0,150;	0,165;	0,166;	0,155;	0,137;	0,111;	0,079.

Berücksichtigt man noch die mittlere Geschwindigkeit u, mit welcher das Wasser nach seiner Stauung dem Wehr zufließt und setzt $\frac{u^2}{2g} = i$, so ist die Höhe z der Wehrkrone über dem ursprünglichen Wasserspiegel des Flusses bei einem vollkommenen Ueberfallwehr, wenn Q die Wassermenge bezeichnet,

$$z = h - \left(\frac{Q}{k\, b \sqrt{2g}} + i^{\frac{3}{2}}\right)^{\frac{2}{3}} + i,$$

vorausgesetzt, daß dieses $z > -e$ ist; widrigenfalls das Wehr ein Grundwehr wäre.

Die Höhe z der Wehrkrone unter dem ursprünglichen Wasserspiegel ist

$$z = \frac{Q}{k_1 b \sqrt{2g(h+e+i)}} - \frac{k}{k_1} \cdot \frac{(h+e+i)^{\frac{3}{2}} - i^{\frac{3}{2}}}{\sqrt{h+e+i}} + e,$$

vorausgesetzt, daß $z > e$ ist, da im andern Falle das Wehr ein vollkommenes Ueberfallwehr würde.

Nach Weißbach ist bei Wehren ohne Seitencontraction und mit abgerundeter Krone:

$$k = 0{,}53;\ k_1 = 0{,}8;\ \frac{k}{k_1} = \frac{2}{3}.$$

§ 107.

Bemerkungen über die Ausführung eines Wehrbaues.

Hinsichtlich der speciellen Ausführung eines Wehrbaues ist zu bemerken, daß man namentlich darauf hinwirken muß, daß dieser Bau weder vom Wasser unterwaschen, noch umgangen werden kann.

An den Ufern müssen daher gut fundamentirte in die Ufer eingreifenden Schutzbauten erstellt werden und das Unterwaschen des Wehres muß durch tiefe Betonmassen oder durch Spundwände und Pfahlroste verhindert werden. Siehe Näheres darüber am Schlusse des Werkes.

Die Fig. 149 bis 152 stellen einige solche Wehre dar.

Fig. 149 ist ein hölzernes Wehr; a b c sind Spundwände, d ein bebielter liegender Rost; e eine dichte Balkenwand, durch Zangen zusammengehalten und verstrebt; f ist die Wehrkrone.

Fig. 158 zeigt ein hölzernes Wehr mit einem steinernen Vorbau.

„ 159 „ „ steinernes „ „ „ Betonfundament.

„ 160 „ „ „ „ „ Mauerfundament; a ist eine Holzschwelle; b sind Quadersteine und c das Mauerwerk.

III.

Bewegung des Waſſers in Flüſſen und Canälen

nebſt

Darſtellung der neuen Theorie der Miſſiſſippi-Commiſſion

und Vergleichung ihrer Reſultate mit den bisherigen Grundlagen und den neuen Verſuchen Bazin's.

---

§ 108.

Die Vermeſſung der Waſſerläufe.

Wenn es ſich um die genaue Beſtimmung der Waſſermenge eines Waſſerlaufes handelt, ſo kann dieſes mit genügend großer Genauigkeit mit Hülfe der im vorhergehenden Abſchnitte gegebenen Formeln und Regeln geſchehen, ſobald die Verhältniſſe und Umſtände die Herſtellung eines künſtlichen Wehres, einer Schützenöffnung oder eines Ueberfalles geſtatten; obwohl auch in dieſem Falle die Vermeſſung nach einer einzigen Methode ſelten zu ganz zuverläſſigen Reſultaten führt. Das Vorhandenſein ſeitlicher Contractionen in mehr oder weniger hohem Grade, die Geſchwindigkeit des Waſſerzulaufes gegen Ueberfall oder Schütze, die Form der betreffenden Wehrkrone, des Schützens, die Dicke der Wände und endlich das Vorhandenſein eines mehr oder weniger geneigten Gerinnes beeinträchtigen die Genauigkeit des geſuchten Reſultates in ſolchem Grade, daß man in der That bei einer Waſſervermeſſung, wo es ſich um ein genaues und verläßliches Reſultat handelt (das z. B. bei einem wichtigen Proceſſe als Entſcheidung dienen kann), nicht ſorgfältig genug alle Umſtände berückſichtigen kann, welche das Ergebniß beeinfluſſen können, und die Waſſervermeſſung bei gewiſſen Localverhältniſſen zu den ſchwierigſten practiſchen Aufgaben des Ingenieurs gehört.

In allen wichtigern Fällen müſſen mehrere der behandelten Meßmethoden zur Anwendung kommen, deren Ergebniſſe mit einander verglichen werden und als gegenſeitige Controle der Verläßlichkeit dienen.

Oefter ſind indeſſen die Verhältniſſe und namentlich auch die zur Verfügung ſtehende Zeit und die Mittel derart, daß an eine ganz genaue Vermeſſung durch Herſtellung von Schützen und Ueberfällen nicht gedacht werden kann, und man hat ſich dann auf andere einfachere Weiſe zu helfen.

Hat man einen ziemlich langen regelmäßig angelegten Canal mit constantem Gefälle und Querschnitt vor sich, so ist die Aufgabe verhältnißmäßig leicht aufzulösen, so lange es sich nur um eine einigermaßen annähernde Bestimmung des Wasserquantums handelt.

Man hat in diesem Falle nur mit Hülfe eines Schwimmers die mittlere Geschwindigkeit des Wassers im Canale zu bestimmen, den Querschnitt des Canales zu messen, denselben mit der erhaltenen mittlern Geschwindigkeit des Wassers zu multipliciren, um sogleich die betreffende Wassermenge zu erhalten. Allein es ist die Bestimmung dieser mittlern Geschwindigkeit auch in ganz regelmäßigen Canälen keineswegs so einfach und sicher zu bewerkstelligen und dann steht in der Praxis eben selten ein so regelmäßiger Canal zur Verfügung. In den meisten Fällen ist der Boden des Canals theilweise versandet, also an verschiedenen Stellen desselben Querschnittes die Wassertiefe verschieden; es sind ferner die Wände des Canales bewachsen, mit überhängendem Gebüsch versehen, welches eine sehr unregelmäßige Breite des Canales zur Folge hat oder doch im günstigsten Falle die Bewegung des Wassers in der Nähe der Wände sehr unregelmäßig gestaltet. Geradezu lächerlich ist es daher, wenn manche Ingenieure und Fabrikanten hydraulischer Motoren die Nutzleistung ihrer Fabrikate bis zu Bruchtheilen von Prozenten angeben, während die Bestimmung eines Wasserquantums bis auf $^1/_{20}$ des wirklichen Werthes genau schon eine sehr schwierige Sache ist. In der That sind die meisten der in der neuern Zeit so üblichen Bestimmungen über das Güteverhältniß der hydraulischen Motoren werthlos und übertrieben, weil die Vermessung der Wassermenge nur so nebenbei und ohne die unumgänglich nöthigen Vorsichts- und Controlmaßregeln durchgeführt wird, während dieselbe das Hauptmoment bei der Bestimmung eines Güteverhältnisses bildet.

§ 109.

Bewegung des Wassers in einem Canale.

Wenn man von den Reibungswiderständen absieht, muß die theoretische Bewegung des Wassers in einem Canale eine gleichförmig beschleunigte sein, wenn das Gefälle des Canales constant ist, und zwar wäre diese Geschwindigkeit eine ungemein große, wenn man den Canal als eine schiefe Ebene betrachten könnte, auf welcher das Wasser widerstandlos abfließt.

Dieses letztere ist nun keineswegs der Fall. Das Wasser reibt sich an den Wänden des Canales und an der darüber befindlichen Luft;

die die Wände berührenden Schichten des Wasserkörpers werden zurückgehalten einerseits durch die Adhäsion, anderseits durch die zahllosen Vorsprünge, welche der Boden eines Canales bietet. Die innern Schichten des Wasserkörpers hängen aber durch die Cohäsion mit den äußern und untern Schichten zusammen und so kommt es, daß der Widerstand, den die äußern Schichten an den Wänden und am Boden des Canales erfahren, die ganze durch den Canal fließende Wassermenge zurückhält, seine Bewegung verzögert, so daß die Bewegung des Wassers in einem Canale mit mäßigem Gefälle eine ganz gleichförmige ist.

Die Oberfläche des Wassers bildet dabei eine Ebene, welche parallel zum Boden des Canales ist.

Natürlicherweise ist nun die Geschwindigkeit der einzelnen Wassertheilchen eines und desselben Canalquerschnittes eine sehr ungleiche.

In der größten Entfernung von den hindernden Wänden oder Flächen, also in der Mitte des Canales an der Oberfläche, muß die Geschwindigkeit des Wassers am größten sein und von hier an gerechnet an jeder Stelle um so mehr abnehmen, je näher sie dem Boden und den seitlichen Wänden liegt. Nun bildet aber die den Wasserspiegel berührende Luft eine hindernde Fläche ähnlicher Art, wie die Wände des Canales, wenn auch in viel geringerm Maße, so daß die Geschwindigkeit des Wassers in einem Canale in der Mitte desselben etwas unter der Oberfläche am größten ist.

Es wäre unrichtig, vorauszusetzen, daß die Oberfläche des Wassers sich an der darüber befindlichen Luftfläche mehr reibt als an der unter ihr befindlichen Wasserschicht. Die Verminderung der Geschwindigkeit an der Oberfläche rührt vielmehr daher, daß der Wasserspiegel, nur dem geringen Widerstande der darüber befindlichen Luft ausgesetzt, bei dem geringsten Anlasse in schwingende Bewegung geräth; es entstehn kleine Seitenbewegungen und Durcheinanderfluthungen, sogenannte Wirbel und Wasserfäden, welche einen Theil der lebendigen Kraft des Wassers absorbiren und somit die Geschwindigkeit desselben vermindern, denn nur auf Kosten dieser Geschwindigkeit können diese unregelmäßigen Bewegungen entstehn, welche dem Sinne der Bewegungsrichtung des ganzen Wasserkörpers oft entgegengesetzt sind. Die tiefer unter der Oberfläche befindlichen Wasserschichten sind von den auf ihnen liegenden Wassertheilchen verhindert, jeder kleinen Einwirkung zu folgen; die Stöße pflanzen sich vielmehr durch die ganzen Schichten bis an die Oberfläche fort und gelangen hier in unregelmäßigen Bewegungen zur Wirkung, da die oberste Wasserschicht jedem Anstoße leicht nachgeben kann.

Es ist daher ganz naturgemäß, auch wenn man von jedem Reibungswiderstande der Luft absieht, daß die Geschwindigkeit an der Oberfläche des Wassers in einem Canale an allen Stellen seines Querschnittes kleiner ist, als unmittelbar unter derselben.

Zur Bestimmung der Wassermenge eines Wasserlaufes handelt es sich darum, die mittlere Geschwindigkeit des Wassers im Canale oder Flusse zu bestimmen, d. h. diejenige Geschwindigkeit zu ermitteln, welche sämmtliche Wassertheilchen des ganzen Canalquerschnittes haben müßten, damit durch diesen Querschnitt dieselbe Wassermenge fließt.

§ 110.

Die mittlere Geschwindigkeit des Wassers in einem Canale.

Die Hydrauliker haben sich zu den verschiedensten Zeiten damit befaßt, die mittlere Geschwindigkeit des Wassers in einem Canale aus der gemessenen größten und kleinsten Geschwindigkeit unter der Oberfläche und am Boden des Canales abzuleiten. Wir werden späterhin auf diese Bemühungen und deren Ergebnisse zurückkommen und uns hier darauf beschränken, diejenigen rein empirischen Methoden zu behandeln, welche für die Praxis die vollste Sicherheit bieten.

Diese Methoden bestehn in einem directen Messen der Geschwindigkeit an den verschiedensten Stellen desselben Querschnittes theils mit dem Schwimmer, theils mit dem Woltmann'schen Flügel und in dem Aufsuchen der den erhaltenen Geschwindigkeiten entsprechenden mittlern Geschwindigkeit.

Der erste Theil dieser Aufgabe ist rein practischer, der zweite dagegen rein mathematischer Natur.

§ 111.

Der Woltmann'sche Flügel.

Fig. 153 besteht in einer horizontalen Welle i mit drei bis fünf Flügeln ähnlich einer Schiffsschraube, welche durch die Strömung des Wassers in Umdrehung gesetzt werden. An der Welle i ist eine Schnecke G angebracht, welche in ein Schneckenrad eingreift, das mit einem Zählerwerke in Verbindung steht.

Das Ganze ist an einem Stabe D befestigt, an welchem das Instrument in der Höhe verstellbar ist, um die Geschwindigkeit in verschiedenen

Tiefen messen zu können, während der Stock D mit seiner Spitze auf den Boden des Canales festgesetzt wird. Sobald der Stock festgesetzt ist, der Zeiger auf der Uhr des Beobachters auf 0 steht, wird die Schnur E angezogen, wodurch die Räder B des Flügels aus den Spitzen A herausgehoben werden und der Flügel sogleich seine Umdrehung beginnt. Nach Verlauf einer bestimmten Anzahl Secunden wird die Schnur E losgelassen, wonach die Spitzen A wieder zwischen die Zähne der Räder B eingreifen und die Umdrehung des Flügels verhindern. An dem Zählerwerke kann nun die Anzahl der Umdrehungen des Flügels abgelesen werden.

Alle Theile an dem einfachen Instrumente müssen möglichst leicht gearbeitet und das Ganze sorgfältig zusammengepaßt sein, damit die Reibungswiderstände möglichst klein ausfallen und innerhalb der in der Praxis vorkommenden Grenzen der Umdrehungsgeschwindigkeit ziemlich constant bleiben.

Die zahlreichen Versuche, welche mit dem Woltmann'schen Flügel angestellt worden sind (Fig. 162 zeigt denselben in halber wirklicher Größe), haben nachgewiesen, daß derselbe ein ausgezeichnetes Instrument zur Bestimmung der Geschwindigkeit ist, wenn das Verhältniß bekannt ist, welches die Anzahl der Umdrehungen des Flügels mit der Geschwindigkeit des Wassers ausdrückt.

Um dieses Verhältniß ausfindig zu machen (das für jedes Instrument besonders aufgesucht werden muß), stellt man das Instrument in ein Wasser, dessen Geschwindigkeit genau bekannt ist, und zählt die Anzahl Umdrehungen, welche der Flügel in einer Minute macht.

Natürlich wiederholt man diesen Versuch öfter, bis man einen überzeugenden Beweis von der Richtigkeit des erhaltenen Verhältnisses hat.

Da es indessen nicht so leicht Gelegenheit giebt, ein derartiges Wasser zur Verfügung zu haben, dessen Geschwindigkeit genau bekannt ist, kann man umgekehrt verfahren und das Instrument mit einer bestimmten Geschwindigkeit durch ein ruhendes Wasser bewegen, wobei man die Anzahl Umdrehungen des Flügels in einer Minute und die in derselben Zeit zurückgelegte Strecke zu beobachten hat. Das auf diese Weise erhaltene Resultat stimmt nach Darcy's Versuchen sehr nahe mit dem auf dem umgekehrten Wege erhaltenen überein.

Die Versuche mit dem Woltmann'schen Flügel haben gezeigt, daß eine bestimmte Minimalgeschwindigkeit des Wasserstromes erforderlich ist, um das Instrument in Umdrehung zu setzen, daß demnach die Geschwindigkeit ausgedrückt wird durch die Formel

$$V = A + BN,$$

wobei A ein für alle Fälle conſtanter Coefficient iſt, welcher bei jedem Inſtrument beſonders beſtimmt wird und welcher eben die kleinſte Geſchwindigkeit ausdrückt, welche das Waſſer haben muß, um das Inſtrument noch in Umdrehung zu ſetzen. B iſt ein anderer conſtanter Coefficient, welcher von der Größe und der Einrichtung des Inſtrumentes abhängt und ebenfalls für jedes Inſtrument beſtimmt werden muß, dagegen für alle Inſtrumente derſelben Größe und Einrichtung conſtant iſt. N iſt die Anzahl Umdrehungen des Flügels.

Handelt es ſich nun darum, mit dieſem Inſtrumente die mittlere Geſchwindigkeit des Waſſers in einem Canale zu beſtimmen, ſo iſt dieſes ſehr leicht.

Man ſucht ſich einen beliebigen Querſchnitt des Canales aus, Fig. 163, theilt den Querſchnitt des Waſſerkörpers durch horizontale und verticale Linien in eine beliebige Anzahl gleich großer Felder ein, beſtimmt mit Hülfe des Flügels die Geſchwindigkeit des Waſſers in der Mitte eines jeden dieſer Felder, zählt die erhaltenen verſchiedenen Geſchwindigkeiten zuſammen und dividirt die Summe durch die Anzahl der Felder, ſo hat man die mittlere Geſchwindigkeit des Waſſers im ganzen Canal- oder Flußquerſchnitte und dieſe mit dem letztern multiplicirt, giebt die Waſſermenge auf eine ganz verläßliche Weiſe.

Die Beſtimmung der Waſſermenge mit Hülfe des Woltmann'ſchen Flügels iſt ſehr einfach und ſicher zu bewerkſtelligen, ſowie man einmal die Coefficienten des Inſtrumentes genau feſtgeſetzt hat. Dieſes Letztere geſchieht indeſſen leider ſelten auf gewiſſenhafte Weiſe.

Der Verfertiger des Inſtrumentes giebt den Coefficienten nur in einer Größe an und zwar für alle Inſtrumente derſelben Art und Größe denſelben Werth und die Ingenieure begnügen ſich gewöhnlich damit, ihren Vermeſſungen dieſen Werth zu Grunde zu legen.

Es kommen aber jedem Inſtrumente zwei Coefficienten zu, vermöge des Ausdruckes

$$V = A + BN.$$

Vor dem Addiren der Geſchwindigkeiten der einzelnen Felder wird dieſe Geſchwindigkeit für jedes einzelne Feld des Querſchnittes zwei- bis dreimal gemeſſen und für dieſe das Mittel aus ihren verſchiedenen Werthen eingeſetzt. Auf dieſem Wege läßt ſich die Waſſermenge eines Waſſerlaufes bis auf $^1/_{35}$ bis $^1/_{40}$ ihres wirklichen Werthes beſtimmen, eine Genauigkeit, die für alle Fälle der Praxis ausreichen muß, weil eine genauere Vermeſſung nur dann möglich iſt, wenn man das Waſſer in einem genau gemeſſenen Reſervoir anſammeln kann und die Zeit mißt, welche zur Anfüllung deſſelben erfordert wird.

Bei den meisten Woltmann'schen Flügeln schwankt der Werth des Coefficienten A zwischen 0,035 bis 0,06, so daß eine Geschwindigkeit des Wassers von 4 bis 6 Centimeter per Secunde ausreicht, um die Reibungswiderstände zu überwinden und das Instrument in Gang zu setzen.

§ 112.

Der Meßcylinder von Lapointe.

Dieser Apparat liefert bei der Vermessung mäßig großer Wassermengen bis zu den kleinsten Wasserquantitäten sehr verläßliche Resultate, wie die nachfolgenden mit demselben angestellten Versuche beweisen.

Derselbe besteht in einem blechenen Cylinder von verschiedenem Durchmesser, dessen eines Ende mit einer Flantsche versehen ist (Fig. 164, Tafel 20), um denselben an die Wand eines Reservoirs, Canales ꝛc. anschrauben zu können, so daß das sämmtliche zu vermessende Wasserquantum durch den Cylinder abfließen muß.

In der Mitte des Cylinders ist ein kleines Schraubenrad mit 3 Flügeln angebracht, welches die Fig. 165, Tafel 20 in wirklicher Größe darstellt und dessen Einrichtung im Wesentlichen derjenigen des Woltmann'schen Flügels ähnlich ist. Die Drehung, welche das durch den Cylinder fließende Wasser dem Schraubenrade mittheilt, wird durch die conischen Rädchen 1 m auf eine verticale Achse übertragen, welche durch die auslösbare Kuppelung mit einem Zählerwerke in Verbindung steht, das die Anzahl Umdrehungen des Schraubenrades angiebt.

Alle Theile dieses Apparates sind sehr leicht und sorgfältig bearbeitet, so daß die Reibungswiderstände möglichst gering ausfallen und constant bleiben.

Aehnlich wie beim Woltmann'schen Flügel kann das Schraubenrad erst dann mit dem Zählerwerk in Verbindung gebracht werden, wenn der Beharrungszustand im Cylinder eingetreten ist; kann ferner sogleich wieder ausgelöst werden, wenn eine bestimmte Beobachtungszeit verflossen ist. Natürlich wird die Beobachtung erst dann vorgenommen, wenn der Wasserstand im Reservoir constant bleibt, also die abfließende Wassermenge gleich der zufließenden ist.

Die folgende Tabelle enthält die Resultate der von Lapointe angestellten Versuche mit einem Cylinder von 0,46 Meter Durchmesser bei constantem Niveau des Reservoirs.

Ausflußmenge in 1 Secunde in Cubikmetern	Anzahl Umdrehungen des Rades	Ausflußmenge nach der Formel $Q = a + bn$ in Cubikmetern	Differenz dieſer Ausflußmenge und der wirklichen in Cubikmetern	Verhältniß dieſer Differenz zum abgefloſſenen Waſſerquantum
0,1308	5,367	0,1294	0,0014	$^1/_{92}$
0,1479	6,900	0,1495	0,0016	$^1/_{92}$
0,2137	12,000	0,2131	0,0006	$^1/_{330}$
0,2398	14,217	0,2408	0,0010	$^1/_{250}$
0,2559	15,542	0,2573	0,0013	$^1/_{188}$
0,2562	15,750	0,2594	0,0032	$^1/_{79}$
0,3518	23,833	0,3607	0,0089	$^1/_{39}$
0,3571	23,800	0,3603	0,0032	$^1/_{110}$
0,3618	23,550	0,3572	0,0046	$^1/_{78}$
0,3719	24,167	0,3649	0,0070	$^1/_{53}$

Man erſieht aus dieſer Tabelle, daß die Geſchwindigkeiten reſp. die Anzahl Umdrehungen des Rades proportional den durch den Cylinder fließenden Waſſerquantitäten ſind und dieſe letztern ſich aus den erſtern bis auf $^1/_{40}$ genau beſtimmen laſſen.

Auch hier zeigt es ſich wieder, daß ein beſtimmtes Waſſervolumen durchfließen muß, damit das Rad ſich zu drehen anfängt.

Die graphiſche Darſtellung der Reſultate ergiebt eine gerade Linie, welche nicht durch den Anfangspunkt der Coordinaten geht und deren Gleichung iſt

$$Q = a + bn,$$

in welcher Q die durchfließende Waſſermenge in 1 Secunde, a ein conſtanter Coefficient iſt, welcher das Minimum der Waſſermenge in Cubikmetern per Secunde bezeichnet, welches den Apparat noch in Umdrehung ſetzt.

b iſt ein anderer conſtanter Coefficient und n die Anzahl Drehungen des Rades.

Aus der graphiſchen Darſtellung ergiebt ſich der Werth von

$$a = 0{,}0635 \text{ Cubikm. und } b = 0{,}01247 \text{ Cubikm.}$$

und es iſt ſomit die in einer Secunde durch den Meßcylinder fließende Waſſermenge

$$Q = 0{,}0635 + 0{,}01247\ n; \text{ in Cubikmetern.}$$

Auch hier muß der Werth der beiden Coefficienten a und b für jeden Meßcylinder beſonders beſtimmt werden.

Die nachstehenden Tabellen enthalten die Versuchsresultate Lapointe's mit einem Meßcylinder von 0,46 Meter Durchmesser, für den Fall, wo die Oberfläche des Wasserspiegels nicht mehr constant war, sondern regelmäßig abnahm.

Das Reservoir wurde nämlich durch eine Feuerspritze gespeist, so daß der Abfluß durch den Meßcylinder größer war, als der Zufluß.

Auch aus diesen Versuchen geht hervor, daß die Anzahl Umdrehungen des Rades der durch den Cylinder fließenden Wassermenge proportional ist und letztere ausgedrückt wird durch die Formel der geraden Linie, welche nicht durch den Anfangspunkt der Coordinaten geht; daß der Meßcylinder also auch für diesen Fall ein sehr brauchbares und verläßliches Mittel zur Bestimmung mäßiger Wasserquantitäten ist.

§ 113.

Versuche mit einem Meßcylinder von 0,46 Meter Diam. bei nicht constantem, sondern abnehmendem Wasserspiegel und Gefälle.

Höhe des Wasserspiegels über dem obern Rande des Cylinders in Metern		Dauer des Versuchs in Secunden	Anzahl Umdrehungen des Rades		Wassermenge in Cubikmetern	
beim Eintritt	beim Austritt		Während der Dauer des Versuchs	In 1 Secunde	Während des Versuchs	In 1 Secunde
—	0,177 à 0,146	776	9438	12,17	228,66	0,2947
—	0,146 à 0,125	437	4699	10,75	114,39	0,2618
—	0,130 à 0,166	830	4355	5,223	114,57	0,1381
—	0,166 à 0,226	1108	4024	3,632	114,61	0,1034
—	0,226 à 0,310	1217	3893	3,199	114,65	0,0942
0,410 à 3,60	0,200 à 0,190	371	4879	13,15	114,17	0,3078
0,360 à 2,75	0,190 à 0,155	819	9404	11,48	228,46	0,2790
0,275 à 2,40	0,155 à 0,140	463	4601	9,938	114,29	0,2469
0,240 à 2,00	0,140 à 0,120	500	4599	9,198	114,33	0,2286
0,200 à 1,60	0,120 à 0,100	800	6732	8,415	171,57	0,2145
0,145 à 1,30	0,085 à 0,095	690	4490	6,507	114,49	0,1619
0,130 à 1,40	0,095 à 0,115	759	4358	5,742	114,53	0,1509
0,140 à 1,90	0,115 à 0,170	984	4044	4,110	114,57	0,1166
0,190 à 2,60	0,170 à 0,240	1243	3947	3,176	114,61	0,0921

Höhe des Waſſerſpiegels über dem obern Rande des Cylinders in Metern		Dauer des Verſuchs in Secunden	Anzahl Umdrehungen des Rades		Waſſermenge in Cubikmetern	
beim Eintritt	beim Austritt		Während der Dauer des Verſuchs	In 1 Secunde	Während des Verſuchs	In 1 Secunde
0,40 à 0,35	0,23 à 0,22	409	4782	11,95	113,97	0,2850
0,35 à 0,30	0,22 à 0,20	709	7169	10,11	171,03	0,2412
0,30 à 0,27	0,20 à 0,195	531	4562	8,592	114,07	0,2100
0,27 à 0,25	0,195 à 0,190	583	4602	7,894	114,11	0,1957
0,25 à 0,245	0,19 à 0,185	612	4433	7,242	114,15	0,1866
0,245 à 0,235	0,185 à 0,18	665	4571	6,874	114,19	0,1717
0,235 à 0,220	0,18 à 0,18	680	4423	6,504	114,23	0,1679
0,22 à 0,215	0,18 à 0,175	717	4481	6,250	114,27	0,1594
0,73 bis 0,67	0,44 à 0,435	313	4754	15,19	114,9	0,3645
0,67 bis 0,61	0,435 à 0,425	344	4802	13,96	114,13	0,3317
0,57 à 0,525	0,41 à 0,40	414	4729	11,42	114,21	0,2758
0,525 à 0,049	0,40 à 0,38	465	4830	10,39	114,25	0,2458
0,49 à 0,45	0,38 à 0,37	505	4700	9,30	114,29	0,2263
0,45 à 0,43	0,37 à 0,36	546	4553	8,339	114,33	0,2093
0,43 à 0,41	0,35 à 0,35	598	4617	7,721	114,37	0,1913
0,41 à 0,40	0,35 à 0,35	621	4465	7,150	114,41	0,1843
0,40 à 0,395	0,35 à 0,35	656	4356	6,64	114,45	0,1745
0,395 à 0,395	0,35 à 0,355	725	5227	5,83	114,19	0,1579
0,395 à 0,405	0,365 à 0,375	814	4128	5,071	114,53	0,1407
0,405 à 0,425	0,375 à 0,395	877	4098	4,673	114,57	0,1307
0,425 à 0,445	0,395 à 0,420	912	4081	4,475	114,61	0,1256
0,445 à 0,470	0,420 à 0,000	918	4072	4,436	114,65	0,1249
0,73 à 0,66	0,34 à 0,33	270	4829	17,89	114,23	0,4230
0,66 à 0,60	0,33 à 0,325	286	4780	16,71	114,27	0,3997
0,51 à 0,47	0,325 à 0,333	407	4715	11,58	114,43	0,2811
0,47 à 0,43	0,33 à 0,33	460	4651	10,11	114,47	0,2489
0,43 à 0,40	0,33 à 0,33	531	4613	8,87	114,51	0,2156
0,40 à 0,39	0,33 à 0,33	607	4542	7,483	114,55	0,1888
0,39 à 0,39	0,33 à 0,34	692	4469	6,458	114,59	0,1656
0,39 à 0,395	0,34 à 0,355	780	4415	5,66	114,63	0,1469
0,395 à 0,420	0,35 à 0,395	898	4153	4,625	114,67	0,1277

Höhe des Wasserspiegels über dem obern Rande des Cylinders in Metern		Dauer des Versuchs in Secunden	Anzahl Umdrehungen des Rades		Wassermenge in Cubikmetern	
beim Eintritt	beim Austritt		Während der Dauer des Versuchs	In 1 Secunde	Während des Versuchs	In 1 Secunde
0,35 à 0,30	0,09 à 0,08	323	4832	14,96	114,03	0,3529
0,30 à 0,25	0,08 à 0,075	358	4875	13,62	114,07	0,3187
0,25 à 0,20	0,075 à 0,065	386	4680	12,12	114,11	0,2956
0,20 à 0,17	0,065 à 0,05	436	4758	10,51	114,15	0,2619
0,17 à 0,12	0,05 à 0,025	477	4623	9,92	114,19	0,2394
0,12 à 0,10	0,025 à 0,01	502	4531	9,026	114,23	0,2275
0,37 à 0,31	0,11 à 0,105	319	4785	15,00	114,31	0,3583
0,31 à 0,22	0,105 à 0,095	751	9432	12,56	228,74	0,3045
0,22 à 0,18	0,095 à 0,095	461	4626	10,03	114,43	0,2482
0,18 à 0,16	0,095 à 0,10	562	4464	7,943	114,47	0,2037
0,16 à 0,15	0,10 à 0,11	666	4420	6,637	114,51	0,1719
0,15 à 0,165	0,11 à 0,14	790	4218	5,339	114,55	0,1451
0,165 à 0,24	0,14 à 0,22	1597	5986	3,748	171,9	0,1076
0,30 à 0,26	0,14 à 0,13	330	4709	14,26	114,09	0,3458
0,26 à 0,20	0,13 à 0,11	454	4726	10,04	114,13	0,2513
0,20 à 0,17	0,11 à 0,09	478	4666	9,76	114,17	0,2389
0,20 à 0,19	0,09 à 0,10	490	4628	9,444	114,21	0,2333
0,15 à 0,18	0,13 à 0,14	838	4571	9,454	114,39	0,1365
0,34 à 0,29	0,14 à 0,14	372	4868	13,09	114,39	0,3073
0,29 á 0,25	0,14 à 0,13	407	4639	11,66	114,43	0,2811
0,25 à 0,22	0,13 à 0,13	425	4786	11,26	114,47	0,2694
0,16 à 0,12	0,13 à 0,115	1160	3913	3,373	114,57	0,0988
0,12 à 0,215	0,115 à 0,122	1482	3536	2,386	114,61	0,0773

Die graphische Darstellung dieser Resultate ergab für die beiden Coefficienten a und b der Formel $Q = a + bn$ die Werthe

$a = 0{,}024$ Cubikm. und $b = 0{,}02203$ Cubikm.

Um die Brauchbarkeit des Meßcylinders auch für größere Wassermengen zu erproben, wurde eine fernere Versuchsreihe mit einem Cylinder von 0,70 Meter Diameter angestellt, welche in der nachfolgenden Tabelle mit ihren Resultaten zusammengestellt sind.

§ 114.

Verſuche mit einem Meßcylinder von 0,70 Meter Diam. bei veränderlichen Waſſerſtänden.

Höhe des Waſſerſpiegels über dem obern Rande des Cylinders in Metern		Dauer des Verſuchs in Secunden	Anzahl Umdrehungen des Rades		Waſſermenge in Cubikmetern	
an der Austrittſeite	an der Eintrittſeite		Während der Dauer des Verſuchs	In 1 Secunde	Während der ganzen Verſuche	In 1 Secunde
0,185 à 0,135	0,055 à 0,045	199	2370	11,9	114,41	0,5749
0,135 à 0,065	0,045 à 0,015	247	2304	9,330	114,45	0,4634
0,065 à 0,025	0,015 à 0,000	326	2318	9,110	114,49	0,3512
0,075 à 0,025	0,025 à 0,005	333	2304	6,919	114,57	0,3441
0,225 à 0,135	0,135 à 0,055	247	2338	9,465	114,23	0,4625
0,135 à 0,105	0,095 à 0,075	300	2332	7,774	114,27	0,3809
0,415 à 0,335	0,185 à 0,165	140	2341	16,720	114,21	0,8158
0,315 à 0,255	0,155 à 0,135	178	2391	13,430	114,35	0,6424
0,185 à 0,135	0,115 à 0,085	264	2346	8,886	114,43	0,4334
0,275 à 0,235	0,165 à 0,155	144	2351	16,330	114,57	0,7938
0,235 à 0,175	0,155 à 0,136	271	2336	8,620	114,61	0,4229
0,485 à 0,425	0,275 à 0,255	159	2374	14,930	114,35	0,7192
0,365 à 0,295	0,235 à 0,225	225	2346	10,430	114,43	0,5086
0,295 à 0,235	0,225 à 0,185	286	2317	8,1010	114,47	0,4003
0,385 à 0,305	0,205 à 0,185	178	2383	13,390	114,55	0,6435
0,305 à 0,235	0,185 à 0,165	217	2394	11,030	114,59	0,5268
0,235 à 0,185	0,165 à 0,152	291	2331	8,010	114,63	0,3939
0,565 à 0,485	0,215 à 0,215	263	4765	18,12	228,34	0,8682
0,485 à 0,415	0,215 à 0,185	155	2362	15,24	114,23	0,7369
0,415 à 0,315	0,185 à 0,165	217	2365	10,90	114,31	0,5268
0,255 à 0,185	0,145 à 0,115	271	2338	8,627	114,35	0,4220
0,135 à 0,085	0,085 à 0,055	351	2356	6,712	114,39	0,3259
0,085 à 0,045	0,055 à 0,045	444	2229	5,020	114,43	0,2577

Höhe des Waſſerſpiegels über dem obern Rande des Cylinders in Metern		Dauer des Verſuchs in Secunden	Anzahl Umdrehungen des Rades		Waſſermenge in Cubikmetern	
an der Austrittſeite	an der Eintrittſeite		Während der Dauer des Verſuchs	In 1Secunde	Während der ganzen Verſuche	In 1Secunde
0,595 à 0,535	0,285 à 0,725	127	2365	18,62	114,15	0,8988
0,535 à 0,455	0,195 à 0,175	150	2401	16,01	114,19	0,7613
0,465 à 0,385	0,175 à 0,145	142	2353	16,57	114,29	0,8030
0,305 à 0,225	0,175 à 0,145	186	2344	12,60	114,37	0,6150
0,115 à 0,075	0,085 à 0,065	406	2858	5,561	114,49	0,2820
0,105 à 0,065	0,075 à 0,055	489	2256	4,614	114,59	0,2338

Die graphiſche Darſtellung dieſer Reſultate ergab für die Coefficienten der Formel $Q = a + bn$:

für $a = 0{,}014$ und für $b = 0{,}0478$.

Man ſieht aus dieſen Reſultaten, daß der Meßcylinder, ſorgfältig tarirt, ein ſehr brauchbares Inſtrument iſt und innerhalb ziemlich weiter Grenzen angewendet werden kann. Allerdings ſind dabei Cylinder verſchiedener Größe erforderlich und es iſt das Anbringen dieſer Cylinder eine umſtändliche Sache, welche die Urſache ſein wird, daß dieſe Meßmethode wenig Anwendung finden kann.

§ 115.

Schwimmer.

Durch Schwimmer laſſen ſich die verſchiedenen Geſchwindigkeiten des Waſſers in einem Canale oder Fluſſe auf eine ſehr zuverläſſige Weiſe beſtimmen. Bei großen, tiefen Gewäſſern wendet man als Schwimmer Holzwürfel an, welche ſo beſchwert ſind, daß ſie in der verlangten Höhe der Waſſertiefe ſchwimmen. Durch eine Schnur müſſen dieſelben indeſſen mit irgend einem Gegenſtande aus Holz oder Kork verbunden ſein, welcher möglichſt wenig in den Waſſerſpiegel eintaucht und nur den Ort erkennen laſſen ſoll, an welchem ſich der Schwimmer befindet. Man läßt den Schwimmer eine möglichſt regelmäßige Strecke des Canales oder Fluſſes durchlaufen, mißt die letztere genau und beobachtet die Zeit, welche der Schwimmer zum Durchlaufen der Strecke gebraucht hat. Da der Boden in Flüſſen ſelten eine ziemlich ebene

Fläche bildet, ſo läßt ſich bei denſelben die Geſchwindigkeit des Waſſers am Boden nur dann mit Hülfe des Schwimmers beſtimmen, wenn die Waſſertiefe groß iſt; im andern Falle bedient man ſich beſſer des Woltmann'ſchen Flügels.

Bei Waſſervermeſſungen zu techniſchen Zwecken handelt es ſich nicht darum, die Geſchwindigkeit des Waſſers an den verſchiedenen Stellen eines Längenſchnittes in verſchiedenen genau fixirten Höhen oder Waſſertiefen zu meſſen, ſondern man gebraucht in der Regel die mittlere Geſchwindigkeit der ganzen Waſſertiefe. Zu dieſem Zwecke ſtellt man den Schwimmer am beſten aus einer Reihe mit einander verbundener Holzwürfel her, wie Fig. 167 zeigt, welche ſich auf die ganze Waſſertiefe erſtrecken und ſogleich die wirkliche mittlere Geſchwindigkeit des Waſſers in dem durchlaufenen Längenſchnitte angeben. Wie Fig. 168 verdeutlicht, bildet der auf dieſe Weiſe angeordnete Schwimmer keine gerade Linie, ſondern er nimmt die Form der Curve an, welche das Geſetz der verticalen Geſchwindigkeiten darſtellt. Bei dieſem Schwimmer müſſen aber die Holzwürfel regelmäßig der Waſſertiefe nach vertheilt ſein. Bei einer Waſſervermeſſung genügt es natürlich nicht, nur in der Mitte des Stromes oder Canales die mittlere Geſchwindigkeit zu ſuchen. Dieſe mittlere Geſchwindigkeit muß vielmehr in verſchiedenen, der Breite des Querſchnittes nach gleich weit unter einander abſtehenden Längsſchnitten beſtimmt werden und erſt das Mittel der auf ſolche Weiſe erhaltenen mittlern Geſchwindigkeit giebt die eigentliche mittlere Geſchwindigkeit, welche dem ganzen Querſchnitte des Waſſerkörpers entſpricht. Natürlich müſſen die Längsſchnitte in der Breite derart vertheilt ſein, daß die Geſchwindigkeit in der unmittelbaren Nähe der Ufer ebenfalls (und zwar zu beiden Seiten) gemeſſen wird.

Bei den bis in die neueſte Zeit gebräuchlich geweſenen Methoden zur Beſtimmung der mittlern Geſchwindigkeit mit Hülfe der Prony'ſchen Formeln hatte man blos die Geſchwindigkeit des Waſſers in der Mitte des Canales etwas unter der Oberfläche (nämlich die größte Geſchwindigkeit) zu meſſen, was freilich mit Hülfe eines einfachen Gegenſtandes, der etwas weniger im Waſſer eintauchte, leicht thunlich war.

Allein es iſt nun durch die neuern Verſuche nachgewieſen, daß dieſe Prony'ſchen wie alle die ältern Formeln zur Beſtimmung der mittlern Geſchwindigkeit nicht richtige Reſultate ergeben und daß dieſe Beſtimmung der eigentlichen mittlern Geſchwindigkeit des ganzen Querſchnittes keineswegs ſo leicht iſt, als man früher glaubte.

Es muß an dieſer Stelle ganz beſonders darauf hingewieſen werden, daß die mittlere Geſchwindigkeit eines verticalen Längenſchnitts, d. h. das

Mittel aus den verschiedenen Höhengeschwindigkeiten an einer beliebigen Stelle des Querschnittes nicht mit der eigentlichen mittlern Geschwindigkeit des ganzen Querschnittes zu verwechseln ist.

§ 116.

Der Pitot'sche Geschwindigkeitsmesser.

Bereits im Jahre 1732 überreichte Pitot der französischen Akademie der Wissenschaften den sehr einfachen aber sinnreichen kleinen Apparat, welcher unter dem Namen der Pitot'schen Röhre allgemein bekannt ist und der auf folgendem Principe beruht.

Senkt man in das mit einer gewissen Geschwindigkeit fließende Wasser eines Canales oder Flusses zwei Glasröhren, welche (Fig. 169, Tafel 22) über dem Wasserspiegel hervorragen, so wird in dem graden Rohre b das Wasser genau bis zur Höhe des Oberwasserspiegels selbst steigen. In dem andern rechtwinkligen umgebogenen Rohre a dagegen, dessen untere Mündung dem Wasserstrome entgegengerichtet ist, wird das Wasser vermöge seiner lebendigen Kraft höher steigen und zwar ist der Höhenunterschied

$$h = \frac{V^2}{2g}; \quad V^2 = 2gh; \quad V = \sqrt{2gh},$$

so daß aus der Größe h die Geschwindigkeit der Wasserschicht in der Höhe B der Rohrmündung sehr leicht bestimmt werden kann.

Da die Oberfläche des Wassers indessen niemals oder doch höchst selten so ruhig ist, daß man den Höhenunterschied h rasch und sicher ablesen kann, mußte dieses höchst sinnreiche Instrument insoweit abgeändert werden, daß die Höhe des Wasserstandes im graden Rohre b ebenfalls über den Wasserspiegel des Flusses zu stehen kam, ohne daß der entstehende Höhenunterschied h eine Beeinträchtigung erlitt.

Es geschah dieses einfach dadurch, daß man, wie Fig. 170 Tafel 22 andeutet, beide oben offenen Röhren mit einem dichtschließenden Hahn absperrte, die beiden an einem Gestelle befestigten Rohre bei oben offenem Hahne tiefer ins Wasser tauchte, den Hahn zumachte und nun die Rohre aus dem Wasser herauszog. In Folge des entstandenen luftverdünnten Raumes im obern Theil der geschlossenen Röhren blieb das Wasser in Beiden auf einer bestimmten Höhe stehn. Beim Eintauchen der Röhren in den Fluß stellte sich sogleich der Höhenunterschied beider Wasserspiegel ein, nur mit dem Unterschied, daß beide Wasserspiegel über Wasser befindlich leicht abgelesen werden konnten auf der Eintheilnng, welche neben den Röhren am Gestelle angebracht war.

So einfach der Gebrauch dieſes Inſtrumentes war, ſo hafteten demſelben doch noch weſentliche Mängel an, welche namentlich in den Oscillationen beſtanden, welche ſich in der Lage beider Waſſerſpiegel einſtellten.

Vielfache Verſuche, welche Darcy mit dem Pitot'ſchen Waſſermeſſer anſtellte, haben ihn dann zu verſchiedenen Abänderungen in der Gebrauchsweiſe des Apparates geführt, welche die erwähnten Oscillationen größtentheils aufheben und die Wirkung des noch bleibenden Reſtes unſchädlich machen.

Taucht man nämlich eine offene, unten rechtwinklig umgebogene Glasröhre in einen Waſſerſtrom ein, ſo daß, wie bei der Röhre a (Fig. 171, Tafel 22) die Mündung g dem Waſſerſtrome entgegengekehrt iſt, ſo hebt ſich der Waſſerſpiegel, wie bereits oben erwähnt, um die Höhe h_I (Fig. 171) über die Oberfläche des Stromes.

Kehrt man die Röhre um, ſo daß ſie, wie das Rohr b in Fig. 171, die Mündung vom Waſſerſtrome abkehrt, ſo ſinkt der Waſſerſpiegel in derſelben um eine Höhe h_{II} unter die Oberfläche des Stromes. Stellt man endlich das Rohr rechtwinklig auf dieſe eben erwähnten Richtungen, ſo wird die Höhe des Waſſerſpiegels in der Röhre ebenfalls und zwar um h_{III} unter die Oberfläche des Stromes ſinken.

§ 117.

Darcy's Geſchwindigkeitsmeſſer.

Nach dem oben erwähnten Verſuche iſt:

$$\frac{V^2}{2g} = m\,h_I; \quad \frac{V^2}{2g} = m_I\,h_{II} \quad \text{und} \quad \frac{V^2}{2g} = m_{II}\,h_{III},$$

wenn m, m_I und m_{II} die Corrections-Coefficienten für die Lagen des Inſtrumentes (dem Waſſerſtrom entgegen, von demſelben abgekehrt und rechtwinklig zu dieſem) bezeichnet. Jenachdem man nun die erſte dieſer Gleichungen mit der zweiten oder dritten verbindet, erhält man für

$$V = \sqrt{\frac{m\,m_I}{m+m_I}}\,\sqrt{2g\,(h_I+h_{II})} = z\,\sqrt{2g\,(h_I+h_{II})},$$

wenn $z = \sqrt{\frac{m\,m_I}{m+m_I}}$ bezeichnet, welche Größe durch Verſuche für jedes Inſtrument beſtimmt werden muß; oder auch:

$$V = \sqrt{\frac{m\,m_{II}}{m+m_{II}}}\,\sqrt{2g\,(h_I+h_{III})} = z_I\,\sqrt{2g\,(h_I+h_{III})}.$$

Man ersieht aus diesen Formeln, daß die Höhe des Stromwasserspiegels (die beständigen Oscillationen unterworfen ist und somit die Beobachtung unsicher und schwierig machte) gar nicht mehr beobachtet werden muß, um die Geschwindigkeit des Wassers in einer beliebigen Tiefe des Stromes zu erhalten.

Nach diesen Vervollkommnungen der Berechnungsweise hat Darcy der Pitot'schen Röhre die in Fig. 172, Tafel 21 abgebildete Einrichtung gegeben.

Die beiden Glasröhren a a von 1,25 Meter Länge sind parallel auf einer eingetheilten Platte i befestigt. Längs jeder Röhre ist ein verschiebbarer Zeiger b b angebracht, welcher festgestellt werden kann. Die untern Enden der Röhren stehn mit einer kupfernen Kapsel c c (Fig. 173, Tafel 21) in Verbindung, gehn indessen getrennt durch dieselbe hindurch und sind an ihrem untern Ende, unmittelbar bei ihrem Austritt aus der Kapsel rechtwinklig umgebogen und sind an ihrem äußern Ende durch ein spitzes dreieckiges Stück o vereinigt, das dem Wasserstrome entgegen scharf zugespitzt ist.

Dieses Endstück ist indessen mit zwei getrennten Canälen versehen, in deren jeden eines der umgebogenen Rohrstücke e e^1 einmündet.

Der Canal des einen Rohres f geht bis an die Spitze des Endstückes in horizontaler Richtung fort und hat dort eine Oeffnung von 1 Millimeter Durchmesser. Der Canal des andern Rohres e^1 geht blos bis zu dem Punkte g^1 des Endstückes und mündet hier rechtwinklig abwärts ebenfalls in eine Oeffnung von 1 Millimeter Durchmesser. —

Wenn nun das Instrument in die Tiefe niedergelassen ist, wo die Geschwindigkeit gemessen werden soll, und es steht die Spitze g des Endstückes direct dem Wasserstrome entgegen, so verhält sich die Oeffnung g^1 des andern Rohres gerade so, als ob sie horizontal ausmünden würde, das Rohr aber rechtwinklig auf die Stromrichtung gestellt wäre.

Die Differenz $h_I + h_{III}$ der beiden Wasserstände in den Rohren giebt daher, in die Formel $V = z\sqrt{2g(h_I + h_{III})}$ eingesetzt, sofort die Geschwindigkeit des Wassers in der Tiefe der beiden Oeffnungen g und g^1 an, sobald der constante Coefficient z durch Tarirung des Instrumentes bekannt ist.

Darcy hat ferner, um ungeachtet der noch vorhandenen geringen Oscillationen ein genaues Ablesen des Höhenunterschiedes beider Wasserstände zu ermöglichen, in den beiden Röhren a a, und zwar an deren in der Kapsel c c eingeschlossenem Theile, Hahnen angebracht, welche mittelst Schnüren ein plötzliches Abschließen der obern Röhrentheile von

den untern ermöglichen, wonach man das Instrument heraufziehn und die nun ganz unbeweglichen Wasserstände beobachten kann.

Um indessen auch dieses Letztere unnöthig zu machen und das Instrument für eine Anzahl Versuche genau an derselben Stelle stehen lassen zu können, ließ Darcy die obern Enden beider Röhren in eine Kapsel k münden, welche oben mit einem durch ein Hähnchen schließbaren Röhrchen versehn ist.

Hat nun die Messung bei geöffnetem Hähnchen stattgefunden, so saugt man durch das Röhrchen mit dem Munde eine bestimmte Luftmenge aus der Kapsel k aus. Die beiden Wasserstände in den Röhren werden sich in Folge der geringern Spannung der Luft in der Kapsel genau in demselben Betrage heben und können, nachdem man das Hähnchen abgeschlossen, nun in einer bequemen Höhe abgelesen werden.

Hat man umgekehrt die Geschwindigkeit in einer solchen Wassertiefe zu messen, daß man das ganze Instrument eintauchen muß, so bläst man erst eine Quantität Luft durch das Röhrchen in die Kapsel ein, um die Wasserstände in eine passende Tiefe hinabzudrücken, schließt das Hähnchen, taucht das Instrument bis zu der verlangten Tiefe ganz unter Wasser, schließt nach einiger Zeit die beiden untern Hahnen und zieht das Instrument wieder hervor, um die Höhenlage beider Wasserspiegel abzulesen.

In der beschriebenen Gestalt ist die Pitot'sche Röhre oder der Darcy'sche Geschwindigkeitsmesser ein äußerst brauchbares und bequem zu handhabendes Instrument, das die Geschwindigkeit eines Gewässers an seinen verschiedensten Stellen mit großer Genauigkeit zu messen gestattet.

Wie bei allen derartigen Instrumenten ist eine wiederholt geprüfte sorgfältige Tarirung desselben eine Hauptsache.

Die Versuche von Darcy, Baumgarten und Bazin über die Gesetze der Bewegung des Wassers in künstlichen Canälen sind mit dem eben beschriebenen Geschwindigkeitsmesser von Darcy angestellt worden.

Da diese Versuche bis jetzt die genauesten und vollständigsten sind (abgesehn von den Resultaten der Versuche am Mississippi, welche mehr für große Ströme passen) und dieselben den neuen Anlagen von Fabrikscanälen zur Grundlage dienen, so mag hier noch erwähnt werden, daß Darcy die Tarirung seiner Instrumente auf drei verschiedenen Wegen durchführte, welche dasselbe Resultat ergeben haben, daß mithin diese Versuche alles Vertrauen verdienen. Diese Tarirung geschah:

1) Durch Messen der Geschwindigkeit durch Schwimmer an regelmäßigen Stromstellen und Vergleichung der Resultate mit den Angaben des Geschwindigkeitsmessers.
2) Durch Bewegung des Instrumentes mit einer gewissen Geschwindigkeit in einer ruhenden Wassermasse, bei Beobachtung der Höhenunterschiede beider Röhren.
3) Durch Messen der Geschwindigkeit an den verschiedensten Stellen eines Stromquerschnittes und eine Vergleichung der berechneten Wassermenge mit der thatsächlich abgeflossenen.

§ 118.

Andere Geschwindigkeitsmesser.

Es giebt noch eine größere Anzahl weiterer Instrumente, um die Geschwindigkeit des Wassers in Flüssen und Canälen zu bestimmen, doch sind wenige derselben von allgemeiner practischer Brauchbarkeit.

Der Luftblasen-Schwimmer

von Boileau besteht in einer parallel dem Stromstriche liegenden Glasröhre mit einer Luftblase. Die Zeit, welche die letztere gebraucht, um die Glasröhre zu passiren, giebt den Maßstab für die Geschwindigkeit des Wassers. Die absolute Geschwindigkeit der Luftblase kann durch Verengung des einen Röhrenendes beliebig verlangsamt werden. Das Instrument muß mit Hülfe von Schwimmern tarirt werden.

Die Schwimm-Büchse

von Grandi mit einem dem Strom entgegengerichteten kleinen Loch. Man senkt dieselbe in die gewünschte Tiefe und läßt sie eine bestimmte Zeit schwimmen. Die Geschwindigkeit wird aus der Menge des in die Büchse eingedrungenen Wassers berechnet.

Der Strom-Quadrant,

dessen Umfang in Grade getheilt und an dessen Mittelpunkt eine Kugel an einem Faden aufgehängt ist. Die Kugel wird in das Wasser getaucht, worauf der Ablenkungsgrad des Fadens den Maßstab für die Geschwindigkeit giebt, welche für dieselbe Kugel gleich ist dem Product eines constanten Coefficienten in die Quadratwurzel aus der Tangente des Ablenkungswinkels. Angewendet von Castelli.

Die Waage mit Kugel.

Eine Kugel wird an einem Draht an eine feine Waage befeſtigt und ins Waſſer geſenkt. Die Waage giebt den Druck des Waſſers auf die Kugel an. Aus letzterm wird die Geſchwindigkeit beſtimmt.

Von St. Venan angewendet.

Brünings' Tachometer

beſteht aus einer Waage mit einer Platte, welche ins Waſſer getaucht und der Stromrichtuug entgegengeſetzt wird. Die Waage giebt den Druck des Waſſers auf die Platte an und aus dieſem wird die Geſchwindigkeit beſtimmt.

§ 119.

Die Vermeſſung des Gefälles.

Zur Beſtimmung des Werthes einer Waſſerkraft muß außer der Waſſermenge noch das Gefälle gemeſſen werden. Die hier zu befolgende Methode iſt ganz durch die Localverhältniſſe bedingt. Befinden ſich die beiden Punkte, deren Höhenunterſchied gemeſſen werden ſoll, in einer und derſelben Verticalebene, ſo kann das Gefälle natürlich ſehr leicht mit dem Maßſtabe oder einer Latte gemeſſen werden.

Befindet ſich das Gefälle an einem mehr oder weniger ſteilen Bergabhang, ſo bedient man ſich zur Vermeſſung am paſſendſten einer Waſſerwaage mit Setzlatte und des Meßbandes.

Iſt das Terrain dagegen ſchwach geneigt, d. h. iſt die Horizontaldiſtanz der Punkte, deren Höhenunterſchied gemeſſen werden ſoll, ſehr groß im Vergleich zum Gefälle, ſo leiſtet ein empfindliches Nivellir-Inſtrument mit Fernrohr und Waſſerwaage die beſten Dienſte. Dabei iſt die Methode zu empfehlen, nach welcher das Nivellir-Inſtrument immer in der Mitte der Stationen aufgeſtellt und ſowohl nach rückwärts als nach vorwärts viſirt wird. Man erreicht durch dieſe Methode 1) daß man mit einem nicht rectificirten Inſtrumente, deſſen Fernrohrachſe nicht mehr genau parallel zum Waſſerſpiegel der Waage iſt, dennoch ganz genaue Reſultate erhält, wenn nur das Fernrohr ſcharf und die Waſſerwaage empfindlich iſt; 2) kann bei dieſem Verfahren durch die Refraction kein Fehler entſtehn; 3) hat man das Inſtrument dabei nicht ſo oft aufzuſtellen.

Soll z. B. der Höhenunterſchied der Punkte A und B in Fig. 174, Tafel 22 mit Hülfe des Nivellirinſtrumentes gemeſſen werden, ſo ſtellt

man die Meßplatte bei A, das Inſtrument bei b_2 auf, ſtellt das Fernrohr auf die Meßplatte ein, richtet die Waſſerwaage ſammt dem Fernrohr durch Einſtellen der Libelle genau horizontal, viſirt durch das Fernrohr nach der Meßplatte und notirt entweder durch directes Ableſen bei kürzern Diſtanzen oder durch Zeichen und Winke, die man dem Halter der Meßlatte giebt und welcher darnach die Viſirſcheibe in die Viſirlinie bringt, die Höhe $A a_1$.

Ohne nun an dem Nivellirinſtrumente etwas zu verändern, bringt man die Meßlatte nach b, dreht das Fernrohr des Inſtrumentes herum, viſirt nach der Latte, ſtellt genau ein und lieſt die Höhe $b b_2$ ab. Ohne nun die Lage der Meßlatte zu verändern, dreht man ſie an ihrer Stelle blos um, bringt das Inſtrument nach b_4, richtet, ſtellt ein, viſirt und lieſt die Höhe $b b_1$ ab. Nun bringt man die Latte nach c, dreht das Fernrohr des Inſtrumentes um, ſtellt ein und lieſt die Höhe $c c_2$ ab.

Auf dieſe Weiſe erhält man die Höhenunterſchiede von A und b $= A a_1 - b b_2$, ferner die Höhe von c über $b = b b_1 - c c_2$ und die Höhe von B über $c = c c_1 - B f$. Die Summe dieſer Höhenunterſchiede giebt die Höhe von B über A, welche z. B. bei den in obiger Figur erhaltenen Maßen $4 + 4 + 6 = 14'$ betragen würde.

Beim Umdrehen des Inſtrumentes reſp. des Fernrohres an demſelben hat man darauf zu achten, daß man im Uebrigen nichts an der Stellung des Inſtrumentes ändert. Da die Nivellirinſtrumente ohne Ausnahme mit Fernröhren verſehen ſind, welche die Gegenſtände verkehrt zeigen (die Füße einer Perſon oben und den Kopf unten), ſo muß die Latte ſo eingetheilt und beſchrieben ſein, daß die Köpfe der Zahlen nach unten gerichtet ſind, wenn man von unten zu zählen anfängt.

Der Grund, warum bei dieſen Inſtrumenten ſolche umkehrende Fernrohre angebracht werden, liegt darin, daß man für die Aufſtellung (Umkehrung) der Bilder zwei weitere Linſen einſchalten müßte, welche das Inſtrument vertheuern und einen Theil der Lichtſtrahlen abſorbiren würden. Die Einrichtung mit verkehrten Bildern geſtattet daher eine billigere Herſtellung bei größerer Schärfe des Fernrohres. —

§ 120.

Bewegung des Waſſers in Flüſſen und Canälen.

Die bis in die neueſte Zeit gebräuchlich geweſenen Theorien über die Bewegung des Waſſers in Flüſſen und Canälen haben ſich nach gründlicher Prüfung, Sichtung und Zuſammenſtellung der außerordentlich zahlreichen und gründlichen Verſuche am Miſſiſſippi als unhaltbar

erwiesen und es ist, gestützt auf diese Versuche, eine neue Theorie aufgestellt worden, welche mit den Versuchsresultaten aus alter und neuer Zeit so vollständig übereinstimmt, daß jeder Zweifel dagegen verschwinden muß, was später einläßlicher dargelegt werden soll.

In den folgenden Paragraphen werden die Resultate der neuen Versuche und Theorien in möglichster Kürze und Klarheit dargelegt werden.

Es bezeichnet in den folgenden Abschnitten:

L = die Länge einer bestimmten Flußstrecke in Metern.

h = $h_I + h_{II}$ den Höhenunterschied der Wasseroberfläche an den Enden von L.

h_I = denjenigen Theil von h, welcher zur Ueberwindung der Reibungswiderstände des Flusses verbraucht wird, wenn man diesen gerade und von nahezu gleichförmigem Querschnitt voraussetzt; in Metern.

h_{II} = denjenigen Theil von h, welcher zur Ueberwindung der Widerstände der Krümmungen und der Unregelmäßigkeiten des Querschnittes verbraucht wird.

$s = \frac{h_I}{1}$ den Sinus des Gefälles oder den Fall der Wasseroberfläche auf 1 Meter, den Fluß als gerade und nahezu gleichförmig betrachtet.

H = den Fall der Wasseroberfläche per 1 Kilometer = 1000 Meter.

a = Fläche des Querprofils in □Metern.

p = Länge des benetzten Umfanges in Metern.

$r = \frac{a}{b}$ den sogenannten mittlern Radius oder die mittlere hydraulische Tiefe, in Metern.

$r_I = \frac{a}{p + w}$ den mittlern Hauptradius (bei größern Flüssen ungefähr $^1/_2$ r).

Q = die durchfließende Wassermenge in Cubikmetern.

$v = Q/_a$ = die mittlere Geschwindigkeit des ganzen Flußquerschnittes.

D = die Tiefe des Flusses an einem gegebenen Punkte.

d oder dx = die Tiefe eines gegebenen Punktes x unter dem Wasserspiegel.

d_1 = Abstand desjenigen Wasserfadens von der Oberfläche, welcher sich mit der Maximalgeschwindigkeit in der dem Stromstrich parallelen Verticalebene bewegt.

m = Tiefe desjenigen Waſſerfadens unter dem Waſſerſpiegel, welcher ſich mit dem Mittel aller Geſchwindigkeiten der Waſſerfäden in der dem Stromſtrich parallelen Verticalebene bewegt.

Δ = Die größte Tiefe des Fluſſes.

W = Breite der Waſſeroberfläche an einer gegebenen Stelle.

w oder w x = den ſenkrechten Abſtand eines Punktes x der Waſſeroberfläche von der Baſislinie (am Ufer).

w_1 = den ſenkrechten Abſtand des Waſſerfadens der größten Geſchwindigkeit von der Baſislinie.

V oder V x = die Geſchwindigkeit per Secunde an irgend einem Punkt x einer dem Stromſtrich parallelen Verticalebene.

w V bezeichnet die Geſchwindigkeit an irgend einem Punkte der Verticalebene, welche die Maximaloberflächengeſchwindigkeit enthält. Die Geſchwindigkeit in einer beſtimmten Tiefe der Waſſeroberfläche wird dadurch ausgedrückt, daß man dem V rechts unten die Tiefe der Oberfläche beiſetzt. Iſt die Geſchwindigkeit in einer ſpeciellen Verticalebene gemeint, ſo wird deren Abſtand von der Baſislinie links unten an V beigeſetzt und es bezeichnet z. B. 100 V 20 die Geſchwindigkeit 20 Meter unter dem Punkt des Waſſerſpiegels, welcher 100 Meter von der Baſislinie entfernt iſt. Die Geſchwindigkeit in einer beſtimmten Tiefe unter dem Waſſerſpiegel wird dadurch ausgedrückt, daß man dem V rechts unten dieſe Tiefe beiſetzt.

U oder U x die Geſchwindigkeit an irgend einem Punkt in der mittlern von allen Verticalebenen parallel dem Stromſtrich. Das Syſtem der Tiefenbezeichnung iſt daſſelbe wie bei V. So bezeichnet U m das große Hauptmittel der mittlern in allen parallel dem Stromſtrich zwiſchen beiden Ufern liegenden Verticalebenen. U r bezeichnet das Mittel der Bodengeſchwindigkeit in allen Verticalebenen.

f = die Zahl, welche die Stärke des Windes ausdrückt; eine Windſtille oder einen Wind, der in rechtem Winkel auf den Stromſtrich bläſt, als Null und einen Orkan als 10 angenommen. f iſt poſitiv, wenn der Wind ſtromaufwärts, und negativ, wenn er ſtromabwärts geht.

a < Einfallswinkel des Waſſers beim Vorbeifließen in einer Flußkrümmung. Dieſer Winkel iſt immer zu ungefähr 30° angenommen und es wird der Einfluß der Flußkrümmung durch die Anzahl dieſer Abweichungen beſtimmt, welche nöthig ſind, um der Krümmung zu folgen.

G = die Dichtigkeit des Flußwaſſers.
g = 9,8088 Fallgeſchwindigkeit am Ende der erſten Secunde.

Da in den hydrauliſchen Werken eine große Zahl von Begriffen mathematiſch bezeichnet werden muß, wobei leicht Unklarheiten entſtehn, ſo ſind für die folgenden Paragraphen die obigen ſehr präciſen Bezeichnungen des amerikaniſchen Originalwerkes (nach Grabenau) beibehalten worden, aus denen allein ſchon hervorgeht, wie vollſtändig und umfaſſend die von der amerikaniſchen Regierung veranlaßten Verſuche und und Studien geführt worden ſind.

§ 121.

Abnahme der Geſchwindigkeit des Waſſers in einem Canale gegen den Boden.

Ueber die Art und Weiſe, wie die Geſchwindigkeit des Waſſers in einem Fluſſe oder Canale von der Oberfläche gegen den Boden zu- und abnimmt, ſind ſo ſehr verſchiedene Beobachtungen gemacht und Regeln abgeleitet worden, daß es nothwendig iſt, dieſelben einander gegenüber zu ſtellen.

Tadini (Italian collection 1823) giebt an, daß ſich die Geſchwindigkeit an der Oberfläche zu derjenigen am Flußbette im Allgemeinen wie 1 : 0,0016 verhalte, daß aber an jenen Stellen des Po, wo der Strom und das Gefälle ſchwach und Waſſerſpiegel und Sohle parallel ſei, beide Geſchwindigkeiten nahezu gleich groß ſind.

Dubuat fand durch 48 Verſuche an einem kleinen, nicht ganz 1′ tiefen Canale, daß die Differenz zwiſchen der Oberflächen- und Bodengeſchwindigkeit im Stromſtrich größer wurde, wenn die Geſchwindigkeit abnahm. Er glaubt, daß das Verhältniß der Geſchwindigkeiten unabhängig ſei vom mittlern Radius und der Beſchaffenheit des Bettes. Er findet für die Geſchwindigkeit am Boden in Metern:

$$w_1 V_D = \left[w_1 V o^{\frac{1}{2}} - 0{,}16\right]^2$$

Er fand ferner, daß die mittlere Geſchwindigkeit in $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{8}$ der Tiefe über dem Boden liege, betrachtete indeſſen ſeine Verſuche als nicht hierüber entſcheidend.

Focacci fand, daß in einem Canale von 5′ Tiefe die größte Geſchwindigkeit 2 bis 2,5′ unter der Oberfläche ſei.

Gerstner glaubt das Gesetz der Geschwindigkeitsänderung durch die Ordinaten einer Ellipse ausdrücken zu können.

Brünings fand, daß in Canälen von 5 bis 14′ Tiefe und Geschwindigkeiten von 2 bis 5′ das Mittel aus der ganzen Verticalgeschwindigkeitscurve 0,89 bis 0,96 derjenigen Geschwindigkeit sei, welche an der Oberfläche oder vielmehr 1′ unter derselben gefunden werde.

Woltmann glaubt, die Geschwindigkeit vermindere sich von der Oberfläche an abwärts nach den Ordinaten einer Parabel, deren Achse vertical und deren Scheitel in einer gewissen Distanz unter der Flußsohle liegt.

Ximenes fand, daß die mittlere Geschwindigkeit in einer Verticalebene des Arno, an Stellen, wo er 15′ tief war und an der Oberfläche 3′ Geschwindigkeit hatte, 0,92 dieser Tiefe nahe der Oberfläche sei.

Eytelwein konnte kein bestimmtes Gesetz finden, giebt aber schließlich eine Abnahme in arithmetischer Progression zu, welche für jeden Meter der Tiefe $^1/_{40}$ der Oberflächengeschwindigkeit betrage.

Funk giebt an, daß das Gesetz der Abnahme durch eine logarithmische Curve dargestellt werde.

Young betrachtet $^9/_{10}$ der Oberflächengeschwindigkeit als Mittel aus der Verticalcurve.

Défontaine constatirt, daß der Rhein bei ruhigem Wetter an der Oberfläche die größte Geschwindigkeit habe. Diese nehme anfangs gegen die Tiefe zu unmerklich ab, die Veränderung werde aber in der Nähe der Flußsohle auf einmal sehr stark. Die mittlere Geschwindigkeit der ganzen Verticalcurve variire von 0,85 bis 0,89 des Maximums. Die Lage derselben sei im Allgemeinen bei $^3/_5$ der Tiefe unter der Oberfläche. (Dieser stimmt genau mit den Ergebnissen der Mississippi-Versuche, welche bei windstillem Wetter 0,66 der Flußtiefe ergeben.)

Raucourt stellte an einer Stelle der Newa, wie dieselbe 900′ breit und im Maximum 63′ tief war und einen regelmäßigen Querschnitt hatte, Versuche an. Bei gefrornem Flusse wurde die größte Geschwindigkeit von 2′ 7″ per Secunde ein wenig unter der Mitte der größten Tiefe gefunden. Diese größte Geschwindigkeit war etwas kleiner als das Doppelte der Geschwindigkeit an der Oberfläche und an der Flußsohle, welche letztern einander nahezu gleich waren.

Zur Sommerszeit war die größte Geschwindigkeit bei ruhigem Wetter nahe an der Oberfläche. Der Wind hatte aber großen Einfluß, indem er die Geschwindigkeit an der Oberfläche bei starkem Wehen strom-

aufwärts so reducirte, daß sie kaum größer war als am Boden. Er glaubt, das Gesetz der Abnahme sei durch die Ordinaten einer Ellipse gegeben, deren Scheitel etwas unter der Flußsohle und deren kleine Achse etwas unter dem Wasserspiegel liege.

Hennoque fand am Rhein, daß die größte Geschwindigkeit bei ruhigem Wetter oder leichtem Wind bei $^1/_5$ der Tiefe unter der Oberfläche liege; bei einem heftigen Wind stromaufwärts war sie ein wenig unter der Mitte der Tiefe; bei starkem Wind wasserabwärts war sie an der Oberfläche.

Baumgarten beobachtete an der Garonne, daß die größte Geschwindigkeit im Allgemeinen an der Oberfläche stattfand; an einer andern Stelle war sie unter der Oberfläche.

Wenn die größte Geschwindigkeit unter und zum Theil wenn sie an der Oberfläche war, bildete das Gesetz der Geschwindigkeitsabnahme nahezu eine grade Linie; im Allgemeinen aber bildete dieselbe eine schwache Ellenbogencurve, deren oberer Theil entweder vertical oder wasserabwärts oder aufwärts gerichtet war. Im letztern Fall glich die Curve einer sehr geöffneten Hyperbel, deren Scheitel an dem Punkt der größten Geschwindigkeit lag. In dem 45′ weiten Canal von der Rhone zum Rhein war die größte Geschwindigkeit gleichförmig bei $^1/_3$ bis $^1/_5$ der Tiefe unter der Oberfläche; in dem mittlern Stromstrich dagegen war sie an der Oberfläche. Der Punkt der größten Geschwindigkeit lag verhältnißmäßig höher, wenn die Tiefe groß war. Unter dem Punkt der größten Geschwindigkeit nahm letztere nach einem paraboliſchen Gesetze ab.

D'Aubuisson giebt an, die Geschwindigkeit nehme zuerst langsam ab, wie die Tiefe zunimmt, welches Verhältniß aber gegen den Boden rasch zunehme; die Geschwindigkeit an der Sohle sei indeß immer mehr als halb so groß als jene an der Oberfläche.

Boileau fand durch Beobachtungen an einem kleinen Canal, daß die größte Geschwindigkeit bei $^1/_4$ bis $^1/_5$ unter der Oberfläche lag. Unterhalb dieses Punktes nahm die Geschwindigkeit rasch ab und nahezu in dem Verhältniß der Ordinaten einer Parabel, deren Achse an der Oberfläche liegt. Oberhalb befolge die Aenderung der Geschwindigkeit kein Gesetz, werde aber stark durch den Wind beeinflußt. Bei breiten Flüssen sei die mittlere Geschwindigkeit einer Verticalebene wenig größer als 0,9 der größten Geschwindigkeit, welche keineswegs immer an der Oberfläche stattfinde; ferner finde kein festes Verhältniß zwischen der Oberflächen- und mittlern Geschwindigkeit statt.

§ 122.

Bestimmung der wahren mittlern Geschwindigkeit durch eine einzige Messung.

Mittlere Geschwindigkeit eines Wasserlaufes nennt man (§ 111) diejenige constante Geschwindigkeit, mit welcher alle Wassertheilchen durch einen bestimmten Querschnitt eines Wasserlaufes fließen mußten, damit durch den Querschnitt eine eben so große Wassermenge fließt, als bei der wirklichen veränderlichen Geschwindigkeit.

Man glaubte immer, daß diese mittlere Geschwindigkeit zur größten Geschwindigkeit in einem constanten Verhältniß stehe.

Dubuat hat aus Beobachtungen an kleinen hölzernen Canälen folgende Formeln abgeleitet:

$$v = \frac{W_1 V + w_1 V_D}{2}; \quad w_1 Vo = \left\{w_1 V_D^{\frac{1}{2}} + 0{,}16\right\}^2;$$

$$w_1 V_D = \left\{w_1 Vo^{\frac{1}{2}} - 0{,}16\right\}^2.$$

Prony kritisirt diese Formeln, weil v nicht Null wird, wenn $w_1 Vo = 0$; was doch zur Uebereinstimmung mit den Thatsachen geschehn sollte, und leitet aus Dubuat's Versuchen folgende bekannte Formeln ab:

$$v = w_1 Vo \frac{w_1 Vo + 2{,}529}{w_1 Vo + 3{,}362}$$

und betrachtet die Formel

$$v = 0{,}816458 \times w_1 Vo$$

für die Praxis als genau genug.

Dieses sind die Formeln, welche Redtenbacher in seinen Resultaten giebt, die indessen, wie die Folge zeigen wird, ganz unrichtig sind und verlassen werden müssen.

Young schlägt folgende Formel vor:

$$v = w_1 Vo + 0{,}15 - \sqrt{0{,}30 \times w_1 Vo + 0{,}075}.$$

Brünings giebt für das Verhältniß $\frac{v}{w_1 Vo} = 0{,}72$ und $0{,}98$ als Grenze an.

Dubuat giebt für dasselbe Verhältniß 0,71 und 0,96 als Grenze an.

Destrem und Prony setzen dieses Verhältniß = 7/9.

Boileau fand aus seinen und andern Versuchen, daß kein constantes Verhältniß aufgestellt werden könne und daß man die mittlere Geschwindigkeit nur in der Weise bestimmen könne, daß man die mittlere

Geschwindigkeit in einer hinreichenden Anzahl von Verticalebenen bestimme, hieraus die horizontale Curve verzeichne und endlich aus dieser die mittlere Geschwindigkeit des ganzen Querschnittes ableite. Er betrachtet 0,82 als ein annäherndes Verhältniß für Canäle.

Baumgarten fand bei seinen Versuchen an der Garonne, daß Prony's Formel mit dem Coefficienten 0,8 gute Resultate gab.

Dupuit glaubt aus theoretischen Betrachtungen das Verhältniß als von 1,00 bis 0,67 variirend annehmen zu müssen.

§ 123.

Bestimmung der mittlern Geschwindigkeit durch Formeln.

Chezy's Formel: $v = \sqrt{\frac{g\, h_1\, a}{A\, l\, p}} = B\sqrt{r.s}$.

Wenn B durch Versuche bestimmt ist, so giebt diese Formel die mittlere Geschwindigkeit durch eine sehr einfache Rechnung. Der Werth von B wurde von verschiedenen Ingenieuren verschieden angenommen. So nimmt Young für große Ströme B = 46,4; Eytelwein = 51,4. D'Aubuisson nimmt für Geschwindigkeit über 0,65 Meter B = 52,6. Downings und Taylor nehmen für breite und reißende Flüsse B = 55. Leslin gebraucht für kleine Flüsse 37,4, für große 55.

Beardmore nimmt 51,8. Neville gebraucht für grade Flüsse mit 0,45 Meter Geschwindigkeit B = 50,8 und für größere Geschwindigkeit B = 51,3.

Stephenson nimmt für kleine Flüsse B = 38, für große B = 52,8.

Dubuats Formel. Dubuat nimmt eine beschleunigende Kraft $\frac{g\, h_1}{l}$ und einen Widerstand $\frac{v^2}{A}$ an und erhält somit

$$\frac{v^2}{A} = \frac{g\, h_1}{l} \quad \text{oder} \quad v\sqrt{\frac{l}{h_1}} = \sqrt{g\, A}.$$

in welcher das zweite Glied eine constante Größe ist. Nach vielfachen Versuchen, Prüfungen und Vervollkommnung seiner Formel erhielt Dubuat schließlich folgenden Ausdruck, welcher für alle Fälle der Praxis den Werth von v mit genügender Genauigkeit geben soll:

$$v = \frac{48{,}87\,(\sqrt{r} - 0{,}017)}{\sqrt{\frac{l}{h_1}} - \log p \cdot \sqrt{\frac{l}{h_1}} + 1{,}16} - D\,(\sqrt{r} - 0{,}017)$$

in welcher log p den hyperbolischen Logarithmus bedeutet, den man durch Multiplication des gewöhnlichen Logarithmus mit 2,302585 erhält.

Girards Formel. Girard war der erste, welcher das Coulomb'sche Experimentalgesetz der Reibung flüssiger und fester Körper in Anwendung brachte. Nach diesen Gesetzen ist bei kleinen Geschwindigkeiten die Reibung nahezu proportional dem Quadrat der Geschwindigkeit und dem Inhalt der bewegten Fläche, dagegen völlig unabhängig vom Druck und der Beschaffenheit der Fläche. Nimmt man die Cohäsion proportional der Geschwindigkeit an, so können die Widerstände gesetzt werden

$$A l p (v + v^2)$$

und man findet

$$v = 0{,}162 + \sqrt{0{,}026 + \frac{g h_1 a}{A l p}}.$$

Bei Canälen, für welche hauptsächlich diese Formel entwickelt wurde, nimmt Girard wegen der Wasserpflanzen zu beiden Seiten den effectiv benetzten Umfang $= 1{,}7\,p$ an. Er leitet den Werth von A aus 12 Versuchen Dubuat's ab, bei welchen die größte Geschwindigkeit 0,80 Meter und die größte Fläche 10 Quadratmeter war und erhielt dadurch:

$$v = \sqrt{0{,}25 + 8047\,rs} - 0{,}50 \text{ Meter.}$$

Prony nimmt eine den Fluß auskleidende Wasserschicht an und setzt Chezy's Ausdruck $\frac{g h_1 a}{l p}$ einer Function von der Form $C + Av + Bv^2 + Dv^3$ gleich und sucht nun die Constanten A, B, C, D ꝛc. durch Versuche zu bestimmen.

Seine Formel wurde daher:

$$grs = Av + Bv^2$$

und nach Einsetzung der gefundenen Constantenwerthe:

$$v = \sqrt{0{,}0052 + 3230\,rs} - 0{,}0719 \text{ Meter.}$$

Hierauf suchte Prony neue Werthe von A und B aus 51 Versuchen mit Röhren und 31 mit Canälen, um die Formel für Röhren und Canäle gleichzeitig anwendbar zu machen und erhielt für englische Fuße

$$v = \sqrt{0{,}0237 + 9966\,rs} - 0{,}1542 \text{ in engl. Fußen.}$$

Eytelwein suchte neue Werthe von A und B aus 91 Beobachtungen an Flüssen und Canälen, wo die Geschwindigkeit = 0,4 bis 8′ und das Querprofil von 0,2 bis 28020 □′ (2800 □Meter) betrug und erhielt:

$$v = \sqrt{0{,}0011 + 2734\,rs} - 0{,}0332 \text{ in Metern.}$$

Young's Formel. Durch ganz ſelbſtſtändiges Vorgehn fand Young:

$$v = \sqrt{0{,}102\frac{rs}{A} + \left(0{,}0254\frac{B^2}{A} - 0{,}0254\frac{B}{A}\right)} \text{ in Metern,}$$

in welcher $A \times 10^{10} = 413 + \frac{0{,}4766}{r} - \frac{27{,}45}{3r+2{,}44} - \frac{4{,}575}{4r+0{,}009}$ und

$$B \times 10^{10} = \frac{900\,r^2}{r^2+0{,}047} + \frac{0{,}32}{\sqrt{r}}\left(271{,}25 + \frac{2{,}10}{r} + \frac{0{,}0000107}{r^3}\right).$$

Für die meiſten Flüſſe nimmt er $v = 84{,}3\sqrt{rs}$ an.

Weißbach's Formel. Weißbach folgt Dubuat's Theorie, daß bei gleichförmig bewegtem Waſſer das ganze Gefälle zur Ueberwindung der Widerſtände abſorbirt werde, und leitet eine Formel dadurch ab, daß er das ganze Gefälle auf eine gegebene Länge der Geſchwindigkeitshöhe, welche aus den Reibungswiderſtänden hervorgeht, gleichſetzt. Dieſe letztere Höhe bezeichnet er wie gewöhnlich mit

$$A\frac{lp}{A}\cdot\frac{v^2}{2g}, \text{ woraus folgt } v = \sqrt{\frac{2g}{A}rs}.$$

Den Werth des Reibungscoefficienten A nimmt er mit Lehmeier zu

$$A = 0{,}007409\left(1 + \frac{0{,}0308}{V}\right)$$

für engliſches Maß an.

Es folgt daraus für Metermaß

$$v = \sqrt{0{,}0008564 + 2647{,}86\,.\,rs} - 0{,}029265,$$

alſo die Prony'ſche Formel mit andern Coefficienten und Conſtanten.

Nach Weißbach iſt bei ſteigendem Waſſer die relative Aenderung der Geſchwindigkeit die Hälfte und die relative Aenderung der Durchflußmenge das Anderthalbfache der relativen Aenderung der Waſſertiefe.

Dupuit's Formeln. Dupuit beweiſt, daß die Annahme einer unbeweglichen, den Flußgrund auskleidenden Waſſerſchicht unſtatthaft iſt und daß die Cohäſion zwiſchen den Waſſerſchichten bedeutend größer iſt, als die Adhäſion zum Flußbette.

Die Adhäſions- und Cohäſionswiderſtände nimmt er direct proportional der berührten Fläche an, aber als unabhängig vom Drucke. Die Adhäſion glaubt er mit der abſoluten Geſchwindigkeit zunehmend, die Cohäſion von der relativen Geſchwindigkeit der ſich berührenden Molecüle abhängig. Schließlich gelangt er zu den Ausdrücken

$$V = U_D + \frac{s}{2E}(D^2 - d^2).$$

Dies ist die Gleichung einer Parabel, deren Achse und Scheitel an der Wasseroberfläche liegt und deren Parameter direct dem Gefälle proportional ist. Die Geschwindigkeit an der Oberfläche wird

$$Vo = U_D + \frac{s D^2}{2E} \quad \text{und} \quad Vm = U_D + \frac{D^2 s}{3E}.$$

Diese Gleichungen gelten für den einfachsten Fall, daß das Querprofil rechtwinklig und unendlich breit ist. Für den allgemeinen Fall eines nahezu kreisförmigen Querschnittes schlägt er folgende für die Praxis ausreichende Formeln vor:

$$rs = A\,Ur + B\,Ur^2. \qquad w_1\,Vo = Ur + \frac{s\,r\,a}{2EW}.$$

$$v = \frac{w_1\,Vo + Ur}{2} = Ur + \frac{s\,r\,a}{4EW}.$$

Diese Formeln enthalten 3 numerische Coefficienten A, B und E. Dupuit nimmt für

$$A = 0{,}000019 \quad \text{und für} \quad B = 0{,}0003708.$$

Da Dupuit für E keine Werthe angiebt, wurde derselbe auf Grundlage der Mississippi-Versuche nach folgender Formel berechnet:

$$E = \frac{r\,s\,a}{4W\,(v + 0{,}082 - \sqrt{0{,}0067 + 9114\,r\,s}} \text{ für englisches Maß.}$$

Das Mittel aus den berechneten Werthen war 0,02 für englisches und 0,006 für Metermaß.

Die so vervollständigte Dupuit'sche Formel lautet nun für Metermaß:

$$v = \frac{s\,r\,a}{0{,}024\,W} - 0{,}025 + \sqrt{2780\,.\,r\,s + 0{,}00062},$$

in welcher Form sie mit den übrigen später verglichen wird.

St. Venan giebt ohne Beweis folgende einfache Formel an:

$$rs = 0{,}0004\,v^{\frac{2}{11}}.$$

woraus folgt:

$$v = 60{,}238\left(rs\right)^{\frac{11}{2}}.$$

Ellet's Formel. Dieselbe war zur Lösung einiger wichtiger Fragen über die Aufgabe, das Mississippithal vor Ueberschwemmungen zu schützen, aufgestellt. Diese Formel, über welche Ellet keine Ableitung veröffentlichte, lautet

$$v = 0{,}81\sqrt{\triangle H} + 0{,}21\,\triangle H.$$

Mit dieser Formel bewies Ellet das Gegentheil von dem, was die Mississippi-Commission zum Schutze der untern Mississippi-Gegenden auf Grundlage ihrer langjährigen Beobachtungen und Studien als am Besten vorschlug, nämlich die Unmöglichkeit eines Dammsystemes.

Die Unrichtigkeit dieser Formel wurde später nachgewiesen.

Stephenson's Formeln sind ebenfalls ohne Nachweis aufgestellt und ergeben für kleine Flüsse

$$v = 38\sqrt{rs},$$

für große Flüsse

$$v = 53\sqrt{rs}.$$

§ 124.

Die Ergebnisse der Mississippi-Versuche.

Die höchst vollständigen und mit wissenschaftlicher Genauigkeit am Mississippi im Auftrage der nordamerikanischen Regierung angestellten Versuche haben zu den nachfolgenden Resultaten geführt:

1) Das von so vielen Hydrotechnikern angegebene bestimmte numerische Verhältniß zwischen der größten Geschwindigkeit des Querschnitts eines Wasserlaufes und der mittlern Geschwindigkeit dieses Querschnitts existirt thatsächlich nicht.
2) Das fließende Wasser erleidet selbst bei ruhiger Luft sowohl am Wasserspiegel als am Flußgrund einen Widerstand, doch rührt der erstere Widerstand weniger von der Reibung der Luft, als vielmehr von dem bereits in § 111 besprochenen Verlust an lebendiger Kraft in Folge der unregelmäßigen Bewegung an der Oberfläche her.
3) Die Wirkung dieser Widerstände wird von den einzelnen Wassertheilchen vermöge deren Cohäsion von unten nach oben und umgekehrt fortgepflanzt, nimmt mit der Entfernung von der Flußsohle und dem Wasserspiegel ab und es hat an demjenigen Punkte, an welchem diese allmälig abnehmenden Widerstände einander gleich sind, der Fluß seine größte Geschwindigkeit.
4) Denkt man sich diesen Punkt der größten Geschwindigkeit als den Scheitel einer Parabel, in einer dem Stromstrich parallelen Verticalebene, die Achse der Parabel parallel dem Wasserspiegel und den Anfangspunkt der Messung in einer Entfernung vom Scheitel der Parabel, welche der größten Flußgeschwindigkeit gleich ist, so ist für ein in beliebiger Tiefe befindliches Wassertheilchen dieser Verticalebene die Geschwindigkeit gleich der entsprechenden Abscisse der Parabel. Der Parameter oder die Stärke der Krümmung dieser Parabel ist proportional einer gewissen bekannten Function der Flußtiefe und der mittlern Geschwindigkeit des Flusses.

5) Die höhere oder tiefere Lage der Achse der Parabel ist direct proportional der Stärke des Windes; die Achse steigt bei einem stromab wehenden und sinkt bei einem stromauf wehenden Winde, ohne daß letzterer auf die Krümmung der Curve einen Einfluß hat.
6) Die mittlere und die größte Geschwindigkeit der Curve (einer Verticalebene) stehn in einem bestimmten Verhältnisse zu einander, so daß, wenn eine derselben und die Lage der Achse bekannt ist, die andere und die ganze Curve bestimmt werden kann.
7) Die Differenz zwischen der größten und kleinsten Geschwindigkeit (derselben Verticalebene) ist immer ein sehr kleiner Bruchtheil der mittlern Geschwindigkeit (dieser Verticalebene).
8) Die Achse der Geschwindigkeitscurve bleibt selten in derselben Lage; der leiseste Wind ist im Stande, dieselbe zu verschieben; bei starken Winden aber schwankt diese Curve ebenso auf und ab, wie die vom Winde bewegten Gipfel hoher Bäume hin- und herschwingen. Wenn sich die eingetauchten Schwimmer noch so genau in derselben Tiefe unter der Oberfläche befinden, so können sie bei nicht ruhiger Luft niemals genau dieselbe Geschwindigkeit haben, weil sie sich dabei dennoch in sehr verschiedenen Entfernungen von der Curvenachse befinden und die Geschwindigkeit ganz verschiedener Curvenpunkte anzeigen.

§ 125.

Diese Veränderlichkeit der Curvenachse erklärt auch vollständig die bisher so verschiedenen Ansichten über die Lage und Gestalt der Curve.

Zur Verdeutlichung des Gesagten dienen die Fig. 175 und 176, Tafel 19.

In Fig. 175 ist d b f h i die Geschwindigkeitscurve; a b deren Achse im Abstande a c unter dem Wasserspiegel. Es ist nun a b die größte Geschwindigkeit in der Tiefe a; e f ist die Geschwindigkeit in der Tiefe e; g h diejenige in der Tiefe g und c d diejenige an der Oberfläche.

Fig. 176 zeigt, wie sich die Lage der Curvenachse verändert; sie zeigt den Grad des Windeinflusses am Mississippi bei Columbus bei einer Windstärke 4*) auf- und abwärts. Während bei ruhiger Luft die Curvenachse sich in einer Tiefe von 0,317 der ganzen Flußtiefe unter der Oberfläche befand, erhob sie sich bei einem stromab wehenden Wind von der Stärke 4 bis nahe an den Wasserspiegel, sank dagegen bei einem gleich starken stromauf wehenden Winde bis zu 0,56 der ganzen Tiefe unter die Oberfläche.

*) Der kurzen Bezeichnung halber ist die Stärke des Windes dadurch bezeichnet, daß man die Windstille mit 0, den stärksten Orkan mit 10 bezeichnet, wobei die Geschwindigkeit der Luft = 30 Meter in einer Secunde ist.

Werden daher die Beobachtungen bei einem flußauf wehenden Winde gemacht, welcher die Curvenachse bis nahe zur halben Flußtiefe hinabdrückt, so kann die Curve leicht für eine Ellipse angesehn werden. Liegt die Curvenachse aber nahe oder ganz am Wasserspiegel, so kann die Curve sich als eine Parabel oder Hyperbel darstellen, obwohl die Curve immer ein und derselben Parabel zugehört.

Die soeben zusammengestellten Ergebnisse der Mississippi-Versuche sollen in den nachfolgenden Paragraphen einzeln nachgewiesen und mathematisch ausgedrückt werden.

§ 126.

Einfluß des Windes auf die Lage der Curvenachse.

Um das Gesetz der Windwirkung auf die Lage der Curvenachse aufzufinden, wurde diese Einwirkung für ganz verschiedene Windstärken und Oertlichkeiten bestimmt und in nachfolgender Tabelle zusammengestellt, welche die Lage der Curvenachse in Bruchtheilen der ganzen Tiefe oder den Werth $\frac{d_1}{r}$ für verschiedene Stärken des Windes enthält.

Richtung und Stärke des Windes	$\frac{d_1}{r}$ Lage der Achse in Bruchtheilen der Tiefe	Successive Differenzen	Mittlere Differenzen	Unterschied der Differenzen
Abwärts-Stärke 4	0,080.			
Abwärts-Stärke 3	0,130	0,050	0,060	+ 0,010
Abwärts-Stärke 2	0,193	0,063	0,060	— 0,003
Abwärts-Stärke 1	0,260	0,067	0,060	— 0,007
Aufwärts-Stärke 1	0,374	0,057	0,060	+ 0,003
Aufwärts-Stärke 2	0,441	0,067	0,060	— 0,007
Aufwärts-Stärke 3	0,505	0,064	0,060	— 0,004
Aufwärts-Stärke 4	0,560	0,055	0,060	+ 0,005
Windstille 0	0,317	0,057	0,060	+ 0,003
	Summa	0,480	0,480	0,042

Beobachtungen können nur bei Winden bis zur Stärke 4 angestellt werden, dessen Geschwindigkeit 12 Meter pr. Secunde beträgt. Es hat ein Wind von der

Stärke 1 2 3 4 Meter in einer Secunde
die Geschwindigkeit 3 6 9 12 „ „ „ „

Die Lage der Curvenachſe und die beiden Lagen derſelben für die Windſtärke 4 auf- und abwärts ſind in Fig. 176, Tafel 19 dargeſtellt nebſt der Form der Curvenachſe ſelbſt. Es ergiebt ſich aus dieſer Tabelle das wichtige Geſetz:

Geſetz der Windwirkung.

„Die Wirkung des Windes iſt direct proportional ſeiner Stärke; ein ſtromab wehender Wind bewirkt eine Hebung, ein ſtromauf wehender Wind eine Senkung der Curvenachſe, welche unabhängig von der mittlern Geſchwindigkeit des Fluſſes iſt.“ —

Aus der Tabelle ergiebt es ſich, daß

$$\frac{d_1}{r} = 0{,}317 + 0{,}060\,f \qquad \text{und} \qquad d_1 = (0{,}317 + 0{,}060\,f)\,r.$$

Ein flußaufwärts wehender Orkan (wobei $f = +10$, alſo $d_1 = (0{,}317 + 0{,}6)\,r = 0{,}917\,r$) drückt alſo die Lage der Curvenachſe bis auf $^9/_{10}$ der Flußtiefe gegen die Sohle hinab, während derſelbe (da $f = -10$ und $d_1 = (0{,}317 - 0{,}6)\,r = -0{,}283\,r$) ſtromab wehend, die Achſe bis auf $^3/_{10}$ der Waſſertiefe über den Waſſerſpiegel erhebt.

§ 127.

Unrichtigkeit des früher vorausgeſetzten beſtimmten Verhältniſſes zwiſchen der wahren mittlern Geſchwindigkeit und der größten Geſchwindigkeit am Waſſerſpiegel.

Um die Unrichtigkeit der Annahme eines ſolchen conſtanten Verhältniſſes nachzuweiſen und zu zeigen, wie veränderlich vielmehr dieſes Verhältniß iſt, wurde die folgende Tabelle aus den Verſuchen am Miſſiſſippi zuſammengeſtellt.

Die Tabelle enthält für verſchiedene Flüſſe die mittlere Geſchwindigkeit nebſt dem Verhältniſſe $\frac{v}{w_1 V_0}$, wie das letztere durch zahlreiche Beobachtungen feſtgeſetzt wurde.

(Redtenbacher hat in ſeinen Reſultaten für den Maſchinenbau nach Prony ein conſtantes Verhältniß angenommen und Tabellen zur Erleichterung der Rechnung beigefügt, deren Gebrauch alſo zu ganz unrichtigen Werthen führt.)

Tabelle über das Verhältniß der mittlern und größten Geschwindigkeit.

Mittlere Geschwindigkeit des Flusses	Verhältniß $\frac{v}{w_1 V_0}$ für die folgenden verschiedenen Flüsse.														
	Mississippi bei			Ohio River	Hatche River	St. Francis River	Weißer Fluß	Yazoo River	Red-River (Rother Fluß)	Black-River (Schwarzer Fluß)	Bajou			Berwicks-Bay	Canal Feder
	Columbus	Vicksburg	Natchez								Atchafalaya	Plaquemine	La Fourche		
Fuß															
1,0 bis 1,9	0,767	—	—	—	—	0,726	—	0,660	0,825	—	—	—	0,793	0,845	—
2,0 bis 2,9	0,738	0,759	—	0,776	0,899	—	0,686	0,836	—	0,753	—	—	0,860	—	0,734
3,0 bis 3,9	0,722	0,779	—	0,803	—	—	—	—	0,858	—	0,753	—	—	—	—
4,0 bis 4,9	0,753	0,821	0,799	—	—	—	—	—	—	—	1,000	0,826	—	—	—
5,0 bis 5,9	0,780	0,846	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,848	—	—	—
6,0 bis 6,9	0,805	0,841	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7,0 bis 7,9	0,814	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8,0 bis 8,9	0,804	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

§ 128.

Verhältniß zwischen dem Mittel Um aller Verticalcurven zur mittlern Geschwindigkeit v.

Dieses Verhältniß, das bei einem rechtwinkligen Flußquerschnitte = 1 sein muß, kann nach den Untersuchungen der Curve, die man durch graphische Darstellung der Versuchsresultate erhielt, ausgedrückt werden durch eine Function von der Form

$$Um = Av,$$

wobei A eine von der Form des Querprofils abhängige Variable ist, welche für ein rechtwinkliges Profil = 1 wird. Das Gesetz der Veränderlichkeit dieser Größe konnte aus den vorliegenden Beobachtungen nicht abgeleitet werden. Für die den gemachten Beobachtungen zu Grunde liegenden Verhältnisse war der Werth von A = 0,93 und bei sehr verschiedenen unregelmäßigen Querschnitten constant, so daß man für Flüsse setzen kann

$$Um = 0{,}93\ v.$$

Zur Bestätigung dieser Formel dient die folgende Tabelle, welche die beobachteten und die nach der Formel berechneten Werthe von Um bei verschiedenen Werthen von v enthält.

Ort der Beobachtung	v beobachtet	Um beobachtet	Um nach der Formel berechnet	Differenz
Columbus	1,6328 F.	1,4289 F.	1,5175 F.	— 0,0896 F.
"	2,3875	2,0821	2,2204	— 0,1383
"	3,5927	3,2185	3,3412	— 0,1227
"	4,4441	4,0441	4,1330	— 0,0889
"	5,2744	4,8648	4,9052	— 0,0404
"	6,5776	6,0512	6,1172	— 0,0660
"	7,3582	6,9385	6,8431	+ 0,0954
"	8,2424	7,7833	7,6654	+ 0,1179
Vicksburg	3,5278	3,2421	3,2806	— 0,0385
"	4,3365	4,0840	4,0329	+ 0,0511
"	5,4845	5,2311	5,1006	+ 0,1305
"	6,6657	6,4177	6,1991	+ 0,2186
"	6,9828	6,7415	6,4940	+ 0,2475
Natchez	4,6160	4,2430	4,2929	— 0,0499
Summe	71,1230	66,3708	66,1441	1,4953
Mittel	5,0802	4,7408	4,7246	0,1068

Man ſieht, daß die Differenz des beobachteten und berechneten Mittelwerthes nur 2 % beträgt und daher die obige Formel richtige Reſultate ergiebt.

§ 129.

Verhältniß der mittlern Geſchwindigkeit einer Verticalebene zur Geſchwindigkeit in der halben Flußtiefe derſelben Ebene.

Da ein beſtimmtes conſtantes Verhältniß der wahren mittlern Geſchwindigkeit des ganzen Querſchnittes zur Geſchwindigkeit irgend eines Waſſerfadens *nicht* vorhanden iſt (und auch ſchon aus theoretiſchen Gründen nicht erwartet werden kann), ſo muß die mittlere Geſchwindigkeit einer Anzahl Verticalebenen aufgeſucht und aus dieſen die wahre mittlere Geſchwindigkeit des ganzen Querſchnittes abgeleitet werden.

Die auf Grundlage der am Miſſiſſippi und ſeinen zahlreichen Nebenflüſſen angeſtellten Verſuche aufgeſtellte Theorie hat nun dazu geführt, daß zwiſchen der Geſchwindigkeit in der halben Flußtiefe *einer jeden* Verticalebene und der mittlern Geſchwindigkeit dieſer Ebene ein gewiſſes conſtantes Verhältniß beſteht, welches durch folgende Formel ausgedrückt wird:

$$\frac{V_m}{V_{\frac{1}{2}D}} = \frac{V_m}{V_m + 1\tfrac{1}{2}\sqrt{b \cdot v}}.$$

Es ergiebt ſich daraus das wichtige *Geſetz*: Das Verhältniß der Geſchwindigkeit in der halben Flußtiefe zur mittlern Geſchwindigkeit in irgend einer Verticalebene iſt unabhängig von der Breite und Tiefe des Fluſſes; unabhängig von der Lage der Curvenachſe und von der mittlern Flußgeſchwindigkeit.

Setzt man in dieſe Formel den im vorigen Paragraph gefundenen Werth von $U_m = V_m$ (für den mittlern Stromſtrich) ein, ſo erhält man als numeriſchen Werth dieſes Verhältniſſes

$$\frac{V_m}{V_{\frac{1}{2}D}} = \frac{0{,}93\,v}{0{,}93\,v + 1\tfrac{1}{2}\sqrt{b \cdot v}}.$$

Zur Vergleichung der Reſultate dieſer Formel mit den Thatſachen iſt die folgende Tabelle beigefügt, welche die beobachtete und berechnete Geſchwindigkeit in der halben Flußtiefe und die mittlere Geſchwindigkeit derſelben Verticalebene für verſchiedene Verhältniſſe enthält.

Verticale Geschwindigkeits-Curve	Beobachter	Windstärke und Richtung	$\frac{d_1}{D}$ Lage der Curvenachse	D Flußtiefe in Fußen	W Breite des Flusses	v mittlere Flußgeschwindigkeit	$\frac{V m}{V_{\frac{1}{2}D}}$ nach der Beobachtung	$\frac{V m}{V_{\frac{1}{2}D}}$ nach der Formel	Differenz
Hauptmittelcurve aus verankerten Booten	Prof. Forshey	abw. 0,2	0,297	82,0	2300	3,3814	0,9798	0,9793	0,0005
Hochwassermittelcurve	„ „	aufw. 0,3	0,350	86,0	2500	4,1605	0,9808	0,9814	0,0006
Niederwassermittelcurve	„ „	abw. 1,1	0,150	75,0	2200	1,9984	0,9767	0,9734	0,0033
Columbus Mittelcurve	Mr. Fillebrown	aufw. 1,2	0,520	65,0	2200	3,4070	0,9845	0,9794	0,0051
Vicksburg Mittelcurve	„ Pattison	abw. 1,0	0,100	55,0	2600	4,1599	0,9835	0,9814	0,0021
Bajou Plaquemine	„ Smith	abw. 2,0	0,080	27,0	300	5,4100	0,9868	0,9836	0,0032
Bajou La Fourche	„ „	aufw. 0,7	0,350	27,0	225	2,7300	0,9817	0,9769	0,0048
Chesapeake und Ohio Can. Fed.	Lieut. Abbot		0,232	7,10	17	2,0830	0,9624	0,9580	0,0044
Experimentircanal	Boileau		0,178	1,10	2,2	2,1000	0,9417	0,9444	0,0027
" "	"		0,238	0,676	2,2	1,5000	0,9640	0,9321	0,0019
Rheinstrom	Hennoque		0,225	8,10		1,8000	0,9322	0,9530	0,0208
" "	Défontaine		0,000	4,00		2,6800	0,9569	0,9556	0,0013
" "	"		0,00	4,90		2,6800	0,9344	0,9572	0,0228
" "	"		0,00	4,90		2,6800	0,9331	0,9572	0,0241
" "	"		0,00	4,30		2,6800	0,9413	0,9562	0,0149

Man ersieht aus der Tabelle daß:

der Quotient aus der mittlern Geschwindigkeit dividirt durch die Geschwindigkeit in der halben Flußtiefe für eine und dieselbe Verticalebene in der Praxis als constant angenommen werden kann.

§ 130.

Berechnung der mittlern Geschwindigkeit des Querprofiles.

Da dieser Quotient constant ist, so folgt daraus das wichtige Gesetz:

Die in der halben Flußtiefe bewegte Wasserschichte ist von der Richtung und Stärke des Windes, sowie von den Unregelmäßigkeiten der Flußsohle absolut unabhängig. Das im vorigen Paragraphen angegebene Verhältniß führt nun zu verschiedenen Methoden, die mittlere Geschwindigkeit und die Wassermenge eines Flusses mit größtmöglicher Genauigkeit zu bestimmen.

Ist der Fluß klein und wird große Genauigkeit verlangt, so theilt man die Breite des Flusses in eine größere Anzahl Stationen ein, als deren zwei die Ufer figuriren, und mißt an sämmtlichen Stationen die Geschwindigkeit in der halben Flußtiefe mit Hülfe von Schwimmern. Die Anzahl der Stationen soll dabei so groß sein, daß keine wesentliche Geschwindigkeitsänderung zwischen denselben möglich ist.

Bei einem breiten Flusse ist dieses Verfahren weniger zu empfehlen und es wird bei nahezu gleicher Flußtiefe hinreichende Genauigkeit gewähren, wenn man, wie bei den Mississippimessungen, eine Anzahl gut über den Fluß vertheilter Doppelschwimmer anwendet, welche gleichförmig bis auf die Tiefe des halben mittlern Flußradius eingesenkt werden müssen. Der mittlere Flußradius wird aus dem aufgetragenen Querprofil berechnet, indem man die ganze Fläche des Querprofils durch den doppelten benetzten Umfang dividirt.

Hierauf werden die von den Schwimmern zurückgelegten Wege aufgetragen und nach Abtheilungen von gleichem Abstand gruppirt, worauf das Mittel aller Schwimmer je einer Abtheilung genommen wird.

Bei der erstern Methode sind die gemessenen Geschwindigkeiten von der Richtung und Stärke des Windes absolut unabhängig, bei der letztern ist dieses nahezu auch der Fall.

Um nun aus den gemessenen Geschwindigkeiten die mittlere Geschwindigkeit v des ganzen Querschnittes zu berechnen, erhält man ein

gut approximatives Resultat, wenn man das Mittel aus allen in der halben Flußtiefe gemessenen Geschwindigkeiten nimmt, indem sich dabei zwei vorkommende Fehler (die Ungleichheiten der Flächen der einzelnen Abtheilungen und die Differenzen der mittlern Geschwindigkeit jeder Verticalebene und jener in der halben Flußtiefe) compensiren.

Wird größere Genauigkeit verlangt, so wendet man folgende Formel an, in welcher für $U_{\frac{1}{2}}r$ das Mittel aus den Geschwindigkeiten in der halben Flußtiefe sämmtlicher Abtheilungen eingesetzt und so das zweite Glied berechnet werden kann:

$$v = \left[\sqrt{1{,}08\, U_{\frac{1}{2}}r + 0{,}002\, b} - 0{,}045\, \sqrt{b}\right]^2.$$

Dieser Ausdruck wird erhalten, wenn man in der auf Grundlage der Mississippiversuche erhaltenen allgemeinen Gleichung

$$U_{\frac{1}{2}}r = U\,m + 1\tfrac{1}{2}\sqrt{b\,v}$$

den in § 128 erhaltenen Werth $U\,m = 0{,}93\ v$ einsetzt und den Ausdruck reduzirt.

Der Werth von b beträgt dabei, wenn der mittlere Radius 4 Meter überschreitet,

$$b = 0{,}0566.$$

Wird eine noch größere Genauigkeit verlangt, benützt man die Formel

$$Vm = V_{\frac{1}{4}D} - 1\tfrac{1}{2}\sqrt{b\,v},$$

in welcher man statt $V_{\frac{1}{4}D}$ die gemessenen Geschwindigkeiten in der halben Flußtiefe der verschiedenen Stationen einsetzt und dadurch die mittlere Geschwindigkeit dieser Stationen erhält.

§ 131.

Berechnung der Geschwindigkeiten unter dem Wasserspiegel.

Die auf Grundlage der sämmtlichen von Alters her bis in die neueste Zeit angestellten Versuche aufgestellte neue Theorie der Mississippi-Commission hat zu folgenden Regeln und Formeln, durch welche die Geschwindigkeit eines Wassertheilchens an irgend einer Stelle des Querschnittes mit wissenschaftlicher Genauigkeit ausgedrückt wird, geführt.

In sämmtlichen Formeln ist der Werth von b, wenn D_1 größer ist als 10 Meter

$$b = 0{,}0566.$$

Ist dagegen D_1 kleiner als 10 Meter und handelt es sich um größere Genauigkeit, so ist der Werth von b

$$b = \frac{0{,}285}{\sqrt{D} + 0{,}457}.$$

Nun ist:

1) Die Geschwindigkeit V irgend eines Punktes, welcher sich in einer Tiefe d unter dem Wasserspiegel befindet:

$$V = V d_1 - \sqrt{b \cdot v}\left(\frac{d - d_1}{D}\right)^2.$$

2) Die Geschwindigkeit V_0 am Wasserspiegel:

$$V_0 = V d_1 - \sqrt{b \cdot v}\left(\frac{d_1}{D}\right)^2.$$

3) Die Geschwindigkeit V_D an der Flußsohle:

$$V_D = V d_1 - \sqrt{b \cdot v}\left(1 - \frac{d_1}{D}\right)^2.$$

4) Die mittlere Geschwindigkeit Vm der ganzen Verticalebene oder Verticalcurve:

$$Vm = \tfrac{2}{3} V d_1 + \tfrac{1}{3} V_D + \frac{d_1}{D}\left(\tfrac{1}{3} V_0 - \tfrac{1}{3} V_D\right).$$

5) Die Geschwindigkeit $V_{\frac{1}{2}D}$ in der halben Flußtiefe ist ausgedrückt durch die mittlere Geschwindigkeit Um der Curve:

$$V_{\frac{1}{2}D} = Vm + 1{,}5\sqrt{b \cdot v}.$$

6) Die größte Geschwindigkeit $V d_1$ in der Tiefe d_1 unter dem Wasserspiegel oder in der Curvenachse ist ausgedrückt durch die mittlere Geschwindigkeit Vm der Curve:

$$V d_1 = Vm + \sqrt{b \cdot v}\left\{\tfrac{1}{3} + \frac{d_1 (d_1 - D)}{D^2}\right\}.$$

7) Die Geschwindigkeit V an einem in der Tiefe d unter dem Wasserspiegel liegenden Punkte:

$$V = Vm + \sqrt{b \cdot v}\,\frac{D(\tfrac{1}{3} D - d_1) + d(2 d_1 - d)}{D^2}.$$

Für die Geschwindigkeiten U des Mittels aus allen Verticalebenen gelten folgende Ausdrücke:

8) Die Tiefe d_1 der Curvenachse, also der größten Geschwindigkeit ist:

$$d_1 = r\,(0{,}317 + 0{,}060\,f).$$

9) Das Mittel U_m aller mittlern Geschwindigkeiten der sämmtlichen Verticalebenen ist:

$$U_m = 0{,}93\, v.$$

10) Die mittlere Geschwindigkeit U an einem in der Tiefe d unter dem Wasserspiegel liegenden Punkte aller Verticalebenen ist:

$$U = 0{,}93\, v + \sqrt{b \cdot v}\left\{\frac{d\, r\,(0{,}634 + 0{,}12\, f) - d^2}{r^2} - 0{,}06\, f + 0{,}016\right\}$$

11) Das Mittel aus allen Geschwindigkeiten am Wasserspiegel ist:

$$U_0 = 0{,}93\, v + \sqrt{b \cdot v}\,(0{,}016 - 0{,}06\, f).$$

12) Das Mittel aus allen Geschwindigkeiten an der Flußsohle ist:

$$U_r = 0{,}93\, v + \sqrt{b \cdot v}\,(0{,}06\, f - 0{,}350).$$

13) Das Mittel U_{d_1} aus allen größten Geschwindigkeiten (in den Curvenachsen) ist:

$$U_{d_1} = 0{,}93\, v + \sqrt{b \cdot v}\,(0{,}1165 - 0{,}022\, f + 0{,}0036\, f^2).$$

14) Die mittlere Geschwindigkeit v des ganzen Flußquerschnittes ist:

$$v = \left\{\left(1{,}08\; U_{\frac{1}{2}r} + 0{,}002\, b\right)^{\frac{1}{2}} - 0{,}045\, b^{\frac{1}{2}}\right\}^2$$

oder

$$v = \left\{\sqrt{1{,}08\; U_{\frac{1}{2}r} + 0{,}002\, b} - 0{,}045\sqrt{b}\right\}^2.$$

§ 132.

Verhältniß zwischen Querprofil, Gefälle und mittlerer Geschwindigkeit eines Flusses oder Canales.

Bei der Anlage von Canälen handelt es sich hauptsächlich darum, eine Relation zwischen Querprofil, Gefälle und mittlerer Geschwindigkeit an der Hand zu haben. Es sind von jeher solche Relationen aufgestellt worden, deren Ableitung bereits erwähnt wurde; allein es sind die Resultate, welche diese ältern Formeln liefern, leider so ungenaue, daß die Mississippi-Commission, gestützt auf die Resultate ihrer Versuche, zur Aufstellung einer neuen Relation und Geschwindigkeitsformel schreiten mußte, deren Entwicklung hier in aller Kürze folgen soll, da sie, verglichen mit den Ergebnissen aller frühern Formeln, äußerst genaue, den thatsächlichen Beobachtungen entsprechende Werthe liefert, wie dieses aus den später folgenden Vergleichstabellen hervorgeht.

Die Ursache der Beschleunigung des Wassers in Flüssen und Canälen ist einzig in dem Gefälle zu suchen, was zu einem Ausdrucke für die beschleunigende Kraft führt, da diese dem Producte des Gewichtes des Wassers in den Sinus des Gefällswinkels gleich ist. Letzterer ist gleich dem Gefälle dividirt durch die entsprechende Länge und er ist somit der Ausdruck der beschleunigenden Kraft

$$= G \,.\, g \,.\, a \,.\, l \frac{h_1}{l},$$

welche zur Ueberwindung der Widerstände der Adhäsion des Wassers an die Wände absorbirt wird, da die Cohäsion nur die Weiterleitung der Adhäsionswirkung vermittelt. Die Adhäsionswiderstände sind nun aber gleich der Länge der betrachteten Flußstrecke multiplicirt mit dem benetzten Umfang proportional, oder dem Producte $l(p + W)$. Sie sind aber ferner einer gewissen Function der mittlern Geschwindigkeit der äußern Flüssigkeitsschichte proportional, welche mittlere Geschwindigkeit ausgedrückt wird durch $\frac{U_0 W + Ur\, p}{W + p}$. Die Adhäsionswiderstände sind daher dem Producte beider oder dem Ausdruck

$$l(p + W) S \left(\frac{U_0 W + Ur\, p}{W + p}\right),$$

proportional.

Setzt man die retardirenden und accelerirenden Kräfte einander gleich, so entsteht die Gleichung:

$$G\, g \,.\, a\, l \frac{h_1}{l} = l(p + W)\, S \left(\frac{U_0 W + Ur\, p}{W + p}\right),$$

woraus entsteht:

$$\frac{a\, s}{W + p} = S \left\{0{,}93\, v + \sqrt{b \,.\, v}\, \frac{W\left(\frac{1}{3} - \frac{d_1}{r}\right) + p\left(\frac{d_1}{r} - \frac{2}{3}\right)}{W + p}\right\}.$$

Setzt man in dem Bruche des zweiten Gliedes $W = q\, p$, so wird derselbe:

$$\frac{0{,}333 q - \frac{d_1}{r} q + \frac{d_1}{r} - 0{,}667}{q + 1}.$$

Nun ist bei Flüssen q immer sehr nahe $= 1$, also $W = p$ und daher wird

$$\frac{W\left(0{,}333 - \frac{d_1}{r}\right) + p\left(\frac{d_1}{r} - 0{,}667\right)}{W + p} = -\,0{,}167,$$

und $$\frac{a\,s}{W+p} = S\left\{0{,}93\,v + 0{,}167\sqrt{b\,.\,v}\right\} = S\,(z),$$

wenn $z = 0{,}93\,v + 0{,}167\sqrt{b\,.\,v}$.

Die Function S muß durch eine Reihe von Beobachtungen bestimmt werden.

Nun wurde der Ausdruck S (z) demjenigen Cz^2 gleichgesetzt, was nach entsprechender Reduction zu der Gleichung führte:

$$C = \frac{a\,s}{(p+W)\,z^2},$$

wobei nach vielen Erwägungen und Vergleichungen der Resultate mit Beobachtungen für C der Werth $\frac{\sqrt{s}}{60}$ als passend gefunden wurde, bei dessen Einführung sich schließlich ergab:

$$z = \frac{60\,a\sqrt{s}}{W+p}.$$

Aus dieser Gleichung kann nun jede der fünf Variabeln gefunden werden, wenn die 4 übrigen bekannt sind; es wird:

1) $$z = \sqrt{\frac{60\,.\,a\sqrt{s}}{W+p}}.$$

2) $$s = \left\{\frac{(p+W)z^2}{60\,.\,a}\right\}^2.$$

3) $$a = \frac{(p+W)\,z^2}{60\sqrt{s}}.$$

4) $$p+W = \frac{60\,.\,a\sqrt{s}}{z^2}.$$

Für z sind nur zwei absolute Werthe bekannt:

a) für rechtwinklige Querprofile

$$z = v + 0{,}167\sqrt{b}\sqrt{v},$$

woraus:

$$v = \left\{\sqrt{0{,}0064\,b + \sqrt{60\,r_1\sqrt{s}}} - 0{,}08\sqrt{b}\right\}^2,$$

b) für gewöhnliche Flußprofile:

$$z = 0{,}93\,v + 0{,}167\sqrt{b}\sqrt{v},$$

woraus:

$$\boxed{v = \left\{\sqrt{0{,}0081\,b + \sqrt{69\,r_1\sqrt{s}}} - 0{,}09\sqrt{b}\right\}^2.}$$

Humphrey-Abbot'sche Geschwindigkeitsformel.

oder annähernd:

$$v = \left\{\sqrt[4]{69\,r_1\sqrt{s}} - 0{,}0214\right\}^2.$$

§ 133.

Vergleichung der ältern und der neuen Geſchwindigkeitsformel mit den Verſuchsreſultaten.

Um einen Maßſtab für die Genauigkeit und Zuverläſſigkeit der Humphrey-Abbot'ſchen Geſchwindigkeitsformel zu geben und um gleichzeitig dieſe letztere mit den ältern Formeln bezüglich ihrer Ergebniſſe prüfen zu können, werden dieſe Formeln hier noch einmal in aller Kürze zuſammengeſtellt (für Metermaß).

1) Chezy's Formel:
mit Young's Coefficient
$$v = 46{,}4\sqrt{r \cdot s},$$
mit Eytelwein's Coefficient
$$v = 51{,}4\sqrt{r \cdot s},$$
mit Downing's Coefficient
$$v = 55\sqrt{r \cdot s},$$

2) Dubuat's Formel:
$$v = \frac{48{,}87\,(\sqrt{r} - 0{,}017)}{\frac{1}{\sqrt{s}} - \text{log. par.}\sqrt{\frac{1}{s}} + 1{,}16} - 0{,}049\,(\sqrt{r} - 0{,}017).$$

3) Girard's Formel:
$$v = \sqrt{0{,}25 + 8047 \cdot r \cdot s} - 0{,}50.$$

4) Prony's Formel:
für Canäle
$$v = \sqrt{0{,}0052 + 3230 \cdot r \cdot s} - 0{,}0719,$$
für Röhren und Canäle
$$v = \sqrt{0{,}0022 + 3040\, r \cdot s} - 0{,}0470,$$
Eytelwein's Coefficient
$$v = \sqrt{0{,}0011 + 2734 \cdot r \cdot s} - 0{,}0232,$$
Weißbach's Coefficient
$$v = \sqrt{0{,}000022 + 2655 \cdot r \cdot s} - 0{,}0047.$$

5) Young's Formel:
$$v = \sqrt{0{,}102\frac{r \cdot s}{A} + \left(0{,}0254\frac{B}{A}\right)^2} - 0{,}0254\frac{B}{A},$$

wobei

$$A = \frac{1}{10^{10}} \left\{ 413 + \frac{0{,}4766}{r} - \frac{27{,}45}{3\,r + 2{,}44} - \frac{4{,}575}{4\,r + 0{,}009} \right\}$$

und

$$B = \frac{1}{10^{10}} \left\{ \frac{900\,r^2}{r^2 + 0{,}047} + \frac{0{,}32}{\sqrt{r}} \left(271{,}25 + \frac{2{,}10}{r} + \frac{0{,}0000107}{r^2} \right) \right\}.$$

6) Dupuit's Formel:

$$v = \frac{s\,r\,a}{0{,}024\,W} - 0{,}025 + \sqrt{2780\,r\,.\,s + 0{,}00062}.$$

7) St. Venant's Formel:

$$v = \left(\frac{r\,s}{0{,}0004} \right)^{\frac{1}{2}\frac{1}{1}}.$$

8) Ellet's Formel:

$$v = 0{,}81 \sqrt{\triangle\,H} + 0{,}21\,H\,\triangle.$$

9) Humphrey-Abbot'sche Formel oder kurz neue Formel:

$$v = \left(\sqrt[4]{69\,r_1 \sqrt{s}} - 0{,}0214 \right)^2.$$

Die nächste der folgenden beiden Tabellen enthält eine Reihe genauer directer Messungen von Querprofilen, Gefällen und mittlern Geschwindigkeiten verschiedener Ströme und die zweite Tabelle enthält die Vergleichung der Ergebnisse der oben erwähnten Formeln mit diesen Messungen, woraus sich denn der wirkliche Werth dieser Formeln oder deren Richtigkeit erkennen läßt.

Directe Meſſungen von Querprofilen, Gefällen und mittlern

Nr.	Fluß-Name	Oertlichkeit	Autor der Beobachtung
1	Miſſiſſippi	Carrollton	Miſſiſſippi-Commiſſion (Delta Survey)
2	"	"	
3	"	"	
4	"	"	" "
5	"	Columbus	" "
6	"	Vicksburg	" "
7	"	"	" "
8	"	"	" "
9	"	"	" "
10	"	"	" "
11	Bajou Plaquemine	Nahe am Einlauf	C. Ellet
12	" "	" " "	Miſſiſſippi-Commiſſion
13	Bajou la Fourche	" " "	
14	" " "	" " "	"
15	" " "	" " "	"
16	" " "	" " "	"
17	Cheſapeake Ohio	Georgtown. D. C.	"
18	Speiſecanal	" " "	"
19	Ohio	Point Pleaſant	C. Ellet
20	Haine	Frankreich	Dubuat
21	"	"	"
22	Canal	England	Watt
23	Rhein	Byland	Krayenhoff
24	"	Pannerden	"
25	Waal	Einlauf	"
26	Rhein	Unterhalb der Yſſel	"
27	Yſſel	Einlauf	"
28	Tiber	Rom	Buffon
29	Newa	Rußland	Deſtrem
30	Große Newka	"	"

Die der Tabelle entſprechenden Werthe ſind engliſches Maß.

Geschwindigkeiten an Flüssen behufs Vergleichung mit Formeln.

Zeit der Beobachtung	Dimensionen des Querprofiles				Mittlere Geschwindigkeit	Relatives Gefälle
	Fläche	Breite	Umfang	Größte Tiefe		
	□Fuß	Fuß	Fuß	Fuß	Fuß	
Hochwasser 1851	193968	2653	2693	136	5,9288	0,00002051
„ „	195349	2656	2696	136	5,8869	0,00001713
31. Mai 1851	180968	2421	2461	131	4,0338	0,00000342
3. Juni 1851	183663	2429	2469	132	3,9775	0,00000384
15. Mai 1858	148042	2214	2247	88	6,9575	0,00006800
7. Juni 1858	178137	2729	2779	100	6,9496	0,00006379
Hochwasser 1858	179502	2732	2782	101	6,8245	0,00004365
6. Novemb. 1858	78828	2507	2530	63	3,5234	0,00002227
18. Decemb. 1858	134942	2556	2589	83	5,5580	0,00003029
24. Decemb. 1858	150354	2580	2621	90	6,3186	0,00004811
12. März 1851	5560	292	303	28	5,1979	0,00020644
16. Januar 1859	4259	268	278	24	3,9589	0,00014372
Hochwasser 1851	3738	223	238	27	3,0765	0,00004468
6. Mai 1851	3025	223	232	24	2,8430	0,00003731
7. „ „	2957	223	231	24	2,8069	0,00003655
8. „ „	2868	223	30	23	2,7894	0,00004384
26. Novemb. 1859	121	23	32,7	7,6	3,0323	0,00069851
28. „ „	119	23	32,5	7,5	2,7227	0,00069851
20. „ 1858	7218	1073	1074	8	2,5152	0,00009134
1782	248,5	48	50,5	8	2,4947	0,00016534
1782	306,4	50,5	53,4	9	2,5579	0,00015593
	50	18	20,6	4	1,1336	0,00006313
Juni 1812	19135	1115	1163	20	3,5749	0,00009769
„ „	6304	557	563	17	3,2766	0,00009986
„ „	14782	1328	1334	17	3,1648	0,00010438
„ „	5341	700	704	12	2,9167	0,00011744
„ „	1930	321	324	9	2,7727	0,00011657
„ 1821	2355	243	249	15	3,4132	0,00013061
„ „	43461	1218	1227	50	3,2296	0,00001389
„ „	15554	881	893	21	2,0486	0,00001487

Die Vergleichung der Formeln mit diesen Werthen enthält die folgende Tabelle.

Vergleichung der Reſultate der verſchiedenen Formeln für die

Nummer der Beobachtung nach d. vor. Tabelle	Chezy's Formel mit Coefficienten nach			Dubuat's Formel	Girard's Formel	Prony's mit Coeffi-	
	a. Young	b. Eytelwein	c. Downing ꝛc.			a. für Canäle	b. für Röhren u. Canäle
	Fuß	Fuß	Fuß	Fuß	Fuß	Fuß	Fuß
1	+ 2,688	+ 2,3390	+ 2,0854	+ 3,1820	+ 1,1140	+ 2,2017	+ 2,2430
2	+ 2,9167	+ 2,5961	+ 2,3636	+ 3,4374	+ 1,5736	+ 2,4887	+ 2,5204
3	+ 2,6973	+ 2,5530	+ 2,4484	+ 3,3542	+ 2,6207	+ 2,6208	+ 2,5978
4	+ 2,5522	+ 2,3984	+ 2,2886	+ 3,2073	+ 2,4188	+ 2,4572	+ 2,4369
5	+ 1,3152	+ 0,7061	+ 0,2643	+ 1,5090	— 2,3975	+ 0,3004	+ 0,4281
6	+ 1,5591	+ 0,9772	+ 0,5552	+ 2,7722	— 1,9246	+ 0,5998	+ 0,7184
7	+ 2,3506	+ 1,8677	+ 1,5174	+ 2,6733	— 0,3106	+ 1,5929	+ 1,6784
8	+ 1,3028	+ 1,0631	+ 0,8893	+ 1,6224	+ 0,5812	+ 1,0377	+ 1,0434
9	+ 2,2085	+ 1,8469	+ 1,5847	+ 2,5718	+ 0,5389	+ 1,6975	+ 1,7428
10	+ 1,8902	+ 1,4121	+ 1,0654	+ 2,1721	— 0,7304	+ 1,1425	+ 1,2263
11	+ 0,0094	— 0,5507	— 0,9569	— 0,1965	— 3,2932	— 0,9055	— 0,7942
12	+ 0,0003	— 0,4238	— 0,7334	— 0,0583	— 2,1974	— 0,6407	— 0,5738
13	+ 0,8434	+ 0,6023	+ 0,4275	+ 1,0077	+ 0,1116	+ 0,5756	+ 0,5817
14	+ 0,9837	+ 0,7829	+ 0,6374	+ 1,1533	+ 0,5428	+ 0,7964	+ 0,7900
15	+ 0,9835	+ 0,7866	+ 0,6439	+ 1,1535	+ 0,5695	+ 0,8039	+ 0,7963
16	+ 0,8184	+ 0,6056	+ 0,4513	+ 0,9686	+ 0,2926	+ 0,6072	+ 0,6044
17	— 1,2535	— 1,7162	— 2,0517	— 1,7040	— 3,7470	— 1,9699	— 1,8912
18	— 1,5406	— 2,0008	— 2,3346	— 1,9857	— 4,0141	— 2,2520	— 2,1741
19	+ 0,4038	+ 0,1759	+ 0,0106	+ 0,6998	— 0,2313	+ 0,1623	+ 0,1643
20	+ 0,0901	— 0,1694	— 0,3577	+ 0,0453	— 0,7802	— 0,2148	— 0,2028
21	+ 0,0364	— 0,2358	— 0,4333	— 0,0038	— 0,9301	— 0,2940	— 0,2779
22	+ 0,0901	— 0,0226	— 0,1043	+ 0,1478	+ 0,1788	+ 0,0737	+ 0,0425
23	+ 0,1952	— 0,1696	— 0,4342	+ 0,2315	— 1,5005	— 0,3224	— 0,2761
24	+ 0,4577	+ 0,1534	— 0,0673	+ 0,4877	— 0,7571	+ 0,0627	+ 0,0891
25	+ 0,2978	— 0,0117	— 0,2361	— 0,2478	— 0,9577	— 0,1078	— 0,0797
26	+ 0,4004	+ 0,1288	— 0,0682	+ 0,4037	— 0,5617	+ 0,0712	+ 0,0871
27	+ 0,5513	+ 0,3115	+ 0,1376	+ 0,5584	— 0,1711	+ 0,2860	+ 0,2918
28	+ 0,4503	+ 0,1305	— 0,1015	+ 0,4294	— 0,8867	+ 0,0238	+ 0,0553
29	+ 1,3598	+ 1,1579	+ 1,0115	+ 1,4974	+ 0,9109	+ 1,1702	+ 1,1641
30	+ 0,6919	+ 0,5455	+ 0,4393	+ 0,9601	+ 0,6026	+ 0,6112	+ 0,5888
Sa.	32,9420	28,4411	26,6988	40,4417	37,4472	28,0905	28,1506
	10	6	3	13	12	4	5

Ordnet man die verſchiedenen Formeln nach der Kleinheit der Fehler-

mittlere Geschwindigkeit mit den thatsächlichen Beobachtungen.

Formel cienten nach		Young's Formel	Dupuit's Formel	St. Venant's Formel	Ellet's Formel	Neue Formel
c. Eytelwein	d. Weißbach					
Fuß	Fuß	Fuß	Fuß	Fuß	Fuß	Fuß
+ 2,3974	+ 2,3644	+ 2,6547	+ 1,0536	+ 2,4381	+ 2,8837	+ 0,0385
+ 2,6584	+ 2,6206	+ 2,9000	+ 1,4629	+ 2,7002	+ 3,1500	+ 0,2425
+ 2,6378	+ 2,5725	+ 2,7822	+ 2,3651	+ 2,6534	+ 2,9552	+ 0,2593
+ 2,4820	+ 2,4182	+ 2,6320	+ 2,1732	+ 2,5009	+ 2,8230	+ 0,0658
+ 0,7228	+ 0,7388	+ 1,1238	— 3,0950	+ 0,7159	+ 2,0962	— 0,8093
+ 1,0038	+ 1,0091	+ 1,3844	— 0,0904	+ 0,9996	+ 1,8883	— 0,4602
+ 1,9078	+ 1,8968	+ 2,2359	— 0,4739	+ 1,9298	+ 2,8054	+ 0,0713
+ 1,1361	+ 1,0853	+ 1,3343	+ 0,8166	+ 1,1737	+ 1,4852	— 0,3978
+ 1,9037	+ 1,8726	+ 2,1690	+ 0,8041	+ 1,9437	+ 2,6953	+ 0,0430
+ 1,4530	+ 1,4411	+ 1,7785	— 0,6254	+ 2,0143	+ 2,3442	— 0,1982
— 0,5211	— 0,5914	— 0,1556	— 1,4981	— 0,5187	+ 0,4408	— 0,0448
— 0,3760	— 0,3963	— 0,0801	— 0,8769	— 0,3435	+ 0,4993	— 0,3871
+ 0,6751	+ 0,6245	+ 0,8751	+ 0,4812	+ 0,7129	+ 1,2065	— 0,2076
+ 0,8069	+ 0,8040	+ 1,0392	+ 0,7353	+ 0,8921	+ 1,2623	+ 0,0213
+ 0,8651	+ 0,8076	+ 1,0613	+ 0,7447	+ 0,8954	+ 1,2442	+ 0,0304
+ 0,6821	+ 0,7270	+ 0,8657	+ 0,5499	+ 0,7156	+ 1,0997	— 0,0768
— 1,6733	— 1,6876	— 1,3746	— 1,9100	— 1,6470	— 1,4773	— 0,0709
— 1,9576	— 1,9723	— 1,6603	— 2,1895	— 1,8953	— 1,7497	— 0,3594
+ 0,2504	+ 0,1977	+ 0,4406	+ 0,1520	+ 0,2864	+ 1,0867	+ 0,0298
— 0,0990	+ 0,1467	+ 0,1054	— 0,2003	— 0,0593	+ 0,5240	+ 0,0257
— 0,1671	— 0,2128	+ 0,0447	— 0,2847	— 0,1265	+ 0,5194	— 0,0886
+ 0,0665	— 0,0040	+ 0,1871	+ 0,0257	+ 0,0684	+ 0,3413	— 0,1965
— 0,1133	— 0,1439	+ 0,1506	— 0,5043	— 0,0736	+ 1,1067	— 0,4809
+ 0,2179	+ 0,1774	+ 0,4492	+ 0,0070	+ 0,2597	+ 1,0020	— 0,0544
+ 0,0520	+ 0,0125	+ 0,2862	— 0,1620	+ 0,2895	+ 0,8310	— 0,1808
+ 0,1976	+ 0,1518	+ 0,4107	+ 0,0629	+ 0,2382	+ 0,8733	+ 0,0973
+ 0,3845	+ 0,3337	+ 0,5803	+ 0,2855	+ 0,4221	+ 1,0048	+ 0,2933
+ 0,1928	+ 0,1587	+ 0,4315	— 0,0107	+ 0,2347	+ 0,9410	+ 0,1378
+ 1,2357	+ 1,1790	+ 1,4133	+ 0,9731	+ 1,2671	+ 1,8573	— 0,4976
+ 0,6300	+ 0,5649	+ 0,7771	+ 0,5348	+ 0,6463	+ 1,1609	— 0,5191
29,5258	28,8412	33,3834	25,1488	30,6619	45,3547	6,3920
8	7	11	2	9	14	1

summen, so erhalten dieselben die unten beigesetzten Ordnungsnummern.

§ 134.

Reſultate dieſer Tabellen.

Die Tabelle zeigt, daß die neue Formel von Humphrey-Abbot alle ältern Formeln für Flüſſe oder Canäle mit Gefällen unter 0,0005 weit an Genauigkeit übertrifft. Die Ziffern der Tabelle geben die Größe der Differenz der Formelergebniſſe mit den beobachteten Werthen der vorhergehenden Tabelle.

Die beigefügten Zeichen geben an, ob dieſe Differenzen zu den nach den Formeln berechneten Geſchwindigkeiten addirt oder von ihnen abgezogen werden müſſen, um die thatſächlichen Geſchwindigkeiten zu erhalten. So beträgt bei der Beobachtung Nr. 1 der Fehler der Dubuat'ſchen Formel + 3,1820, da die nach dieſer Formel berechnete Geſchwindigkeit 2,7468′ iſt, während ſie thatſächlich 5,9288′ beträgt. Man ſieht daraus, wie fehlerhaft die ältern Formeln ſind, wie gering aber auch die Differenzen bei der neuen Formel für die verſchiedenſten Verhältniſſe ausfallen.

§ 135.

Graphiſche Darſtellung der verſchiedenen Formel-Ergebniſſe.

Um die Abweichungen der verſchiedenen Formelergebniſſe von einander anſchaulich darſtellen zu können, hat Grebenau die mittlere Geſchwindigkeit des Rheines im Germersheimer Durchſtich nach der neuen Formel und nach den drei beſten der ältern Formeln für verſchiedene Gefälle berechnet und die Reſultate graphiſch dargeſtellt. Die folgende Tabelle giebt die Ergebniſſe ſeiner Rechnung und Fig. 194 Tafel 19 die graphiſche Darſtellung derſelben.

Die Dimenſionen des Rheinquerprofiles ſind folgende: W = 229,44 Meter; D = 5,06 Meter; p = 233,63 Meter; a = 691,54 Quadratmeter.

Grebenau berechnete nun die dieſem Querprofile entſprechende mittlere Geſchwindigkeit für die verſchiedenen Gefälle 0,025; 0,05; 0,10; 0,20; 0,30; 0,40; 0,50; 1,0; 2,0; auf 1000 Längeneinheiten angenommen.

Nummer	Mittlere Geschwindigkeit des Rheins in Metern bei einem Gefälle pro Mille von								
	Nach der Formel von	0,025	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	1,00	2,00
1	Humph.Abb.	0,6646	0,7953	0,9512	1,1371	1,2622	1,3586	1,4390	1,7184	2,0517
2	Dupuit	0,4382	0,6350	0,9187	1,3308	1,6555	1,9351	2,1856	3,2084	—
3	Eytelwein	0,4749	0,6717	0,9499	1,3433	1,6452	1,8997	2,1239	3,0040	4,2479
4	Prony	0,4222	0,6231	0,9084	1,3125	1,6229	1,8846	2,1153	3,0204	

Bei der graphischen Darstellung Fig. 194 Tafel 19 sind die Gefälle als Abscissen und die Geschwindigkeiten als Ordinaten aufgetragen.

Zur weitern Vergleichung der Humphrey-Abbot'schen Formel mit derjenigen Eytelweins wurden von Grebenau im Frühjahr 1866 am Hockenbach Vermessungen vorgenommen und dann für verschiedene angenommene Gefälle die mittlere Geschwindigkeit berechnet. Die Ergebnisse sind in Fig. 194 ebenfalls dargestellt neben verschiedenen vom Verfasser berechneten Ergebnissen neuester Formeln für größere Gefälle.

§ 136.

Resultate der Vergleichung der Formeln.

1. Für die kleinen Gefälle von 0 bis 0,20 auf 1000 Länge weichen die Geschwindigkeiten nach den ältern drei Formeln von Dupuit, Eytelwein und Prony im Ganzen wenig von einander ab; die Differenzen betragen bei einer mittlern Geschwindigkeit von 0,44 bis 1,34 nur 0,02 bis 0,05 Meter.

2. Während bei den kleinen Gefällen von 0 bis 0,2 auf 1000 Dupuit nahe in der Mitte zwischen Eytelwein und Prony liegt, ändert sich dieses Verhältniß bei größern Gefällen, so daß von 0,25 Gefälle an die Geschwindigkeit nach Dupuit diejenige von Eytelwein und Prony übertrifft, so daß bei einem Gefälle von 0,4 auf 1000 Eytelwein so ziemlich in der Mitte liegt. Für größere Gefälle als 0,25 giebt Dupuit somit die größten Werthe der mittlern Geschwindigkeit, während Eytelwein und Prony wenig von einander abweichen.

Während bei allen diesen ältern Formeln die Zunahme der Geschwindigkeiten nahe nach einer gewöhnlichen quadratischen Parabel stattfindet, geschieht dieses dagegen bei der neuen Formel nach einer biquadratischen Parabel, bei welcher die Ordinaten in der Nähe des Scheitels anfangs rascher, später langsamer zunehmen, als bei der quadratischen Parabel. Es schneidet daher die Parabel der neuen Formel diejenigen der ältern in einem Punkte, welcher dem Gefälle 0,10 bis

0,12 auf 1000 entspricht, bei welcher somit alle 4 Formeln dieselben Resultate ergeben.

Die Differenzen der neuen und ältern Formeln sind sehr wesentlich, für kleine Gefälle bis auf 0,10 auf 1000 giebt die neue Formel beträchtlich größere Geschwindigkeit, während sie umgekehrt für größere Gefälle als 0,10 — 0,12 wesentlich kleinere Geschwindigkeiten giebt, als die ältern Formeln. Bei einem Gefälle von 0,2 auf 1000 giebt die neue Formel eine Geschwindigkeit, die um 15% kleiner ist, als die von Dupuit.

Bei 0,40 Gefälle ist die neue Formel 28 % kleiner als die Eytelwein'sche; bei 0,50 Gefälle beträgt diese Differenz 32 % und endlich bei dem Gefälle von 1 auf 1000 giebt die neue Formel nur 42 % der Eytelwein'schen!

Diese Vergleichungen beziehn sich auf die Chezy-Eytelwein'sche Formel

$$v = 55{,}21 \sqrt{r\,s}.$$

Die von den Hydrotechnikern am meisten gebrauchte Eytelwein'sche Formel mit dem Coefficienten

$$v = 50{,}93 \sqrt{r\,s}$$

für Metermaß oder 90,9 für preußisches und 94,08 für bairisches Maß führt zu noch größern Differenzen, indem diese Formel für Gefälle von 0,2 auf 1000 die Geschwindigkeit um 18 %; bei einem Gefälle von 1 auf 1000 um 72 % und bei einem Gefälle von 2 auf 1000 um volle 171 % größer angiebt, als die amerikanische Formel.

Während also die ältern Formeln die Geschwindigkeiten mit der Quadratwurzel des Gefälles zunehmen lassen, führt die neue Theorie zu dem wichtigen Ergebnisse, daß *die Geschwindigkeiten den vierten Wurzeln des Gefälles proportional sind**).

§ 137.

Vergleichung der Geschwindigkeitscurve unter Wasser.

Wie aus § 124 her bekannt ist, nimmt die Geschwindigkeit der Wassertheilchen in einer dem Stromstrich parallelen Verticalebene von der Oberfläche nach dem Grunde nach einer Parabel ab, deren Achse

*) Es wird hier ausdrücklich darauf aufmerksam gemacht, daß diese Ergebnisse nur für Gefälle bis zu 0,0005 richtig sind, wie die spätern Paragraphen dieses Abschnittes zeigen, indem für die größern Gefälle über 0,0005 die amerikanische Formel nicht mehr anwendbar ist.

in der Tiefe der größten Geschwindigkeit liegt. Um einen Maßstab für die Verläßlichkeit dieses Gesetzes zu gewähren, wird die nachfolgende Tabelle beigefügt, welche die Resultate der am Mississippi vorgenommenen Vermessungen bei Carrollton und Batonrouge enthält.

Jeder Punkt ist durch 222 Beobachtungen bestimmt worden und zwar von verankerten Booten aus. Den gefundenen thatsächlichen Werthen sind in der Tabelle die nach der Parabelgleichung berechneten Werthe der Geschwindigkeiten gegenübergestellt und die Differenzen derselben mit den Beobachtungen angegeben.

Bei diesen Beobachtungen war die mittlere Maximalgeschwindigkeit 3,2611′ und zwar in einer Tiefe 0,297 D unter dem Wasserspiegel.

Die mittlere Flußtiefe war 82′; die mittlere Stärke des Windes 0,2 stromabwärts und die mittlere Geschwindigkeit des ganzen Flusses 3,3814′ pro Secunde.

Stellt man die Resultate der Beobachtungen und der Berechnung graphisch dar, so erhält man zwei Curven, die beinahe ganz vollständig zusammenfallen, Fig. 178 Tafel 18, woraus sich die Richtigkeit der paraboloischen Theorie zur Evidenz ergiebt.

Hauptgeschwindigkeits-Curve des Mississippi unter Wasser.

Tiefe des Schwimmers	x_{II}	y_{II}	R^2	Geschwindigkeit		Differenz
				beobachtet	berechnet	
				Fuß	Fuß	Fuß
Wasserspiegel	0,0661	+ 0,3	— 0,45	3,1950	3,1901	+ 0,0049
0,1 D	0,0312	+ 0,2	— 0,08	3,2290	3,2293	+ 0,0006
0,2 D	0,0079	+ 0,1	— 0,01	3,2532	3,2525	+ 0,0007
0,3 D	0,0000	0,0	—	3,2611	3,2600	+ 0,0011
0,4 D	0,0095	— 0,1	+ 0,73	3,2516	3,2525	— 0,0009
0,5 D	0,0329	— 0,2	+ 0,18	3,2282	3,2274	+ 0,0008
0,6 D	0,0804	— 0,3	+ 0,70	3,1807	3,1873	— 0,0066
0,7 D	0,1345	— 0,4	+ 0,48	3,1266	3,1313	— 0,0047
0,8 D	0,2017	— 0,5	+ 0,27	3,0594	3,0596	— 0,0002
0,9 D	0,2017	— 0,5	+ 0,27	2,9759	2,9719	+ 0,0040
Sohle	0,2017	— 0,5	+ 0,27	—	2,8685	—
Summe aller Producte				31,7616	31,7619	0,0245
Mittel aus allen Punkten				3,1762	3,1762	0,0024

Die Lage der Schwimmer, oder der durch die Beobachtung ermittelte entsprechende Ort derselben ist in der Curve durch Punkte angegeben.

Die Curve selbst ist genau nach den berechneten Punkten aufgezeichnet und die sehr geringe seitliche Differenz von Schwimmer und Curve zeigt den Unterschied der Beobachtung und der Theorie.

§ 138.

Grebenau's Folgerungen aus der neuen Geschwindigkeitsformel und deren Vereinfachung für die Praxis.

Da die Berechnung der Flüsse und Canäle nach den genauen Formeln der neuen Theorie etwas umständlich ist und es für die meisten Fälle der Praxis nicht auf eine mathematische Genauigkeit ankommt, hat Grebenau die neue Geschwindigkeitsformel zu vereinfachen gesucht und ist dabei zu einem sehr befriedigenden Resultate gelangt, welches allen practischen Fällen mit voller Sicherheit zu Grund gelegt werden kann, so lange es sich um Gefälle unter 0,0005 handelt; für größere Gefälle ergiebt die Formel nicht mehr richtige Resultate, wie die Folge zeigen wird.

Nennt man:

W die Breite des Wasserspiegels eines Flusses,
p den benetzten Umfang,
a die Fläche des Querprofils resp. des Wasserkörpers,
$r_1 = \frac{a}{p+W}$ den sogenannten mittlern Hauptradius,
s das Gefälle des Wasserspiegels,
v die mittlere Geschwindigkeit des ganzen Querschnittes,

so ist:

$$v = \beta k \sqrt{r_1 \sqrt{s}} = \beta k \sqrt{r_1} \sqrt[4]{s} = \beta k \sqrt{\frac{a}{p+W}} \sqrt[4]{s},$$

wobei k für Metermaß = 8,28972
„ englisches Maß = 15,01532
„ bairisches „ = 15,34439
„ preußisches „ = 14,79670
} für alle Flüsse ist,

während β ein von der Größe des Querprofiles und dem Gefälle abhängiger Coefficient ist, dessen Werth für verschiedene Wasserläufe folgender ist:

a) für kleine Wassergräben unter 1 □Meter Fläche $\beta = 0{,}8543$,
b) für kleine Bäche von 1 — 5 „ „ $\beta = 0{,}8796$,
c) für größere Bäche von 5 — 10 „ „ $\beta = 0{,}8890$,
d) für kleine Flüsse von 20—400 „ „ $\beta = 0{,}9223$,
e) für große Flüsse über 400 „ „ $\beta = 0{,}9459$.

Bei dieser Rechnungsweise stimmen die Resultate bis auf $^1/_{50}$ mit denjenigen der genauen Formel Humphrey-Abbot's überein.

§ 139.

Gesetze der Wasserläufe.

Aus der amerikanischen Formel lassen sich folgende Regeln ableiten:

1) Die mittlern Geschwindigkeiten zweier Flüsse verhalten sich wie die Producte aus den Quadratwurzeln der mittlern Tiefen und der vierten Wurzeln der Gefälle.
2) Die Producte aus dem Gefälle und dem Quadrat der zugehörigen mittlern Tiefe verhalten sich wie die vierten Potenzen der mittlern Geschwindigkeiten.
3) Bei gleicher mittlerer Tiefe verhalten sich die mittlern Geschwindigkeiten wie die vierten Wurzeln aus den Gefällen.
4) Die Gefälle verhalten sich wie die vierten Potenzen der mittlern Geschwindigkeiten, d. h. vermehrt oder vermindert sich bei gleicher mittlerer Tiefe eines Flusses das Gefälle um 4, 8, 12, 16 %, so vermehrt oder vermindert sich die mittlere Geschwindigkeit nur um 1, 2, 3, 4 %.
5) Bei gleichen mittlern Geschwindigkeiten verhalten sich die Gefälle umgekehrt wie die Quadrate der mittlern Tiefen und die mittlern Tiefen umgekehrt wie die Quadratwurzeln der Gefälle.
6) Bei gleichem Gefälle verhalten sich die mittlern Tiefen wie die Quadrate der mittlern Geschwindigkeiten und die mittlern Geschwindigkeiten wie die Quadratwurzeln der mittlern Tiefen.
7) Bei großen Flüssen und gleichem Gefälle entspricht einer Zu- oder Abnahme der mittlern Tiefe um 2, 4, 6 % eine Zu- oder Abnahme der mittlern Geschwindigkeit von 1, 2, 3 %.

§ 140.

Bestimmung der mittlern Geschwindigkeit, wenn die größte Geschwindigkeit an der Oberfläche ist.

Der Grund, warum die Geschwindigkeit des Wassers in Flüssen und Canälen an der Oberfläche nicht am größten ist, liegt nach § 111 weniger in einer Reibung der Wasserfläche an der Luft, als vielmehr in den Unregelmäßigkeiten des Flußbettes, namentlich des Bodens, indem

die Unregelmäßigkeiten der Bewegung der untern Wasserschichten an die Oberfläche transmittirt und dort nach den Gesetzen der Stoßfortpflanzung in Bewegung verwandelt wird. Es ist daher erklärlich, daß in Flüssen mit sehr regelmäßigem Querschnitt, ganz besonders aber in Canälen, die aus glatten Brettern zusammengesetzt sind, auf deren Sohle mithin keine Unregelmäßigkeiten vorkommen, die größte Geschwindigkeit immer sehr nahe oder ganz am Wasserspiegel liegt, so daß die Achse der verticalen Geschwindigkeitscurve ganz oder doch sehr nahe am Wasserspiegel liegt.

Natürlich vereinfachen sich für dieses Verhältniß die Formeln für die mittlern Geschwindigkeiten einer Verticalebene und es ist daher am Platze, hier die von Grebenau gefundenen Resultate für diesen Fall zu erwähnen.

Wenn die Achse der Parabel am Wasserspiegel liegt, so wird

$$V = Vo - \sqrt{b \cdot v}\left(\frac{d}{D}\right)^2,$$

und die Scheitelgleichung der Parabel wird:

$$y^2 = \frac{D^2}{\sqrt{b \cdot v}} \cdot x.$$

wobei $Vo - V = x$ und $dx = y$ setzt, und wobei $\frac{D^2}{\sqrt{b \cdot v}}$ der Parameter der Parabel ist. Es sind daher

1) Bei allen verticalen Geschwindigkeiten Parabeln eines und desselben Flußquerschnittes die den gleichen (vom Scheitel gemessenen) Abscissen entsprechenden Ordinaten direct den Wassertiefen proportional.

   Dieses Gesetz ist in Fig. 181 Tafel 18 für eine und dieselbe Geschwindigkeit $AC = Vo$ und verschiedene Wassertiefen von 1—6 Meter $A_1 = 1$; $A_2 = 2$; $A_6 = AD = 6$ Meter Tiefe graphisch dargestellt.

   Es wird ferner:

   $$V_D = Vo - \sqrt{b \cdot v}; \quad \text{oder} \quad Vo - V_D = \sqrt{b \cdot v},$$

   oder in Worten:

2) Liegt die größte Geschwindigkeit eines Canales am Wasserspiegel, so ist für jede beliebige Wassertiefe und Geschwindigkeit an der Oberfläche die Differenz zwischen dieser und der Bodengeschwindigkeit constant und gleich der Größe $\sqrt{b \cdot v}$.

3) Die Bodengeschwindigkeit wird daher gefunden, wenn man die Constante $\sqrt{b \cdot v}$ von der Oberflächengeschwindigkeit abzieht.

Es wird ferner:

$$V_{\frac{1}{2}D} = Vo - \frac{1}{4}\sqrt{b \cdot v} \quad \text{und} \quad Vo - V_{\frac{1}{2}D} = \frac{1}{4}\sqrt{b \cdot v}, \quad \text{d. h.}$$

4) Liegt die größte Geschwindigkeit am Wasserspiegel, so ist für jede beliebige Wassertiefe und Oberflächengeschwindigkeit die Differenz zwischen dieser und der Geschwindigkeit in halber Flußtiefe constant und gleich der Größe $\frac{1}{4}\sqrt{b \cdot v}$.

Die mittlere Geschwindigkeit V m der ganzen Verticalebene wird:

$$Vm = \frac{1}{3}\left\{2\,Vo + Vo - \sqrt{b \cdot v}\right\} = Vo - \frac{1}{3}\sqrt{b \cdot v}.$$

$$Vo - Vm = \frac{1}{3}\sqrt{b \cdot v},$$

d. h. in Worten:

5) Liegt die größte Geschwindigkeit am Wasserspiegel, so ist für jede beliebige Wassertiefe und Oberflächengeschwindigkeit die Differenz zwischen dieser und der mittlern Geschwindigkeit der ganzen Verticalebene constant und gleich $\frac{1}{3}\sqrt{b \cdot v}$.

Die mittlere Geschwindigkeit wird daher gefunden, wenn man von der Geschwindigkeit am Wasserspiegel $\frac{1}{3}\sqrt{b \cdot v}$ abzieht.

Es ergiebt sich ferner

$$dm = \sqrt{\frac{1}{3}D^2} = D\sqrt{\frac{1}{3}} = 0{,}5773\ D, \quad \text{d. h.}$$

6) Liegt die größte Geschwindigkeit eines Canales am Wasserspiegel, so ist die Lage der mittlern Geschwindigkeit in jeder Verticalebene in 0,5733 der Tiefe unter der Oberfläche.

Weitere Folgerungen führen schließlich zu dem für die Praxis sehr wichtigen Satze

7) Liegt die größte Geschwindigkeit am Wasserspiegel, so ist in jeder Verticalebene die mittlere Geschwindigkeit genau um 0,10 Fuß kleiner als die Geschwindigkeit in der halben Flußtiefe dieser Ebene.

§ 141.

Gefällverluſt durch Flußkrümmungen.

Zur Beſtimmung des Gefällverluſtes durch Flußkrümmungen hat Dubuat aus zahlreichen Verſuchen mit Röhren folgenden Ausdruck abgeleitet:

$$h_{II} = \frac{v^2 \sin A^2 \lessdot}{81}.$$

Aus directen Meſſungen an den Krümmungen des Miſſiſſippi hat ſich dagegen ergeben, daß der obige Ausdruck für Flüſſe zu kleine Werthe liefert und daß die Formel

$$h_{II} = \frac{v^2 \sin . A^2 \lessdot}{41}$$

den Beobachtungen entſpricht, wie die folgende Tabelle nachweiſt, welche die Reſultate der Beobachtung und diejenigen nach der obigen Formel mit einander vergleicht.

Ort der betrachteten Krümmung	Zeit der Beobachtung	Werth von $\sin A^2 <$	Durchfließende Wassermenge	Fläche des Querprofils	Beobachtetes relatives Gefälle im geraden Flußlauf	Distanz der Endstationen	v	Absolutes Gefälle zwischen den Endstationen		Unterschied ober hn		Differenz
								Berechnet nach dem relativen Gefälle	nach der Beobachtung	nach der Messung	nach der Formel	
		Fuß	Cub.-Fuß	□Fuß	Fuß	Fuß	Fuß	Fuß	Fuß	Fuß	Fuß	Fuß
Jefferson College	14—16. Mai 1851	0,989	780000	143250	$\frac{0,403}{19300}$	27700	5,44	0,578	0,905	0,327	0,219	+0,108
Oberhalb New-Orleans	20—21. Mai 1851	0,519	710000	129100	$\frac{0,418}{21000}$	38900	5,50	0,774	0,846	0,132	0,117	+0,015
Oberhalb Plaquemine	19—20. Juni 1851	1,168	815000	157800	$\frac{0.170}{11320}$	45280	5,17	0,680	0,954	0,274	0,233	+0,041
Bajou Goula	23—24. Juni 1851	1,287	767000	157700	$\frac{0,053}{4400}$	38800	4,86	0,467	0,633	0,166	0,277	—0,061
Oberhalb Vicksburg	Hochwasser 1858	1,927	1225000	179500	$\frac{0,490}{11225}$	43525	6,82	1,900	2,650	0,550	0,670	—0,120
Oberhalb Vicksburg	18. Dezember 1858	1,927	750000	134940	$\frac{0,340}{11225}$	43525	5,56	1,318	1,880	0,562	0,444	+0,118

Es ließ ſich annehmen, daß der Werth von $\sin A^2 <$, da er von der Anzahl der Krümmungen von den betrachteten Punkten abhängt, dem Ueberſchuß der Länge des Fluſſes über die Luftlinie (gerade Linie) proportional ſei.

Bezeichnet man dieſen Ueberſchuß in engliſchen Meilen mit M, ſo ſtellte ſich nach den Beobachtungen der Werth

$$\sin A^2 < = 0{,}34\ M$$

als den Thatſachen entſprechend heraus, wie dieſes auch die folgende Tabelle nachweiſt, welche die beobachteten und die nach dieſer Formel berechneten Werthe von $\sin A^2 <$ für verſchiedene Flußkrümmungen enthält.

Es geht daraus hervor, daß der Lauf der Flüſſe keineswegs aller Geſetze entbehrt, ſondern daß auch dieſes Gebiet der Erſcheinungen mathematiſchen Geſetzen gehorcht. Außer für die Krümmungen des Miſſiſſippi wurde die Richtigkeit obiger Formeln auch an den Flußkrümmungen des Bajou la Fourche und Plaquemine nachgewieſen.

§ 142.

Vergleichung der Humphrey-Abbot'ſchen Geſchwindigkeitsformel für kleine Gefälle unter 0,0005.

Die Richtigkeit der neuen Geſchwindigkeitsformel der Miſſiſſippi-Commiſſion wird auf eine ſehr überzeugende Weiſe dargelegt, wenn man das nach derſelben berechnete Gefälle für beſtimmte Verhältniſſe mit den bei dieſen Verhältniſſen thatſächlich vorhandenen Gefällen vergleicht.

Krümmungen des Miſſiſſippi.

Ort der Krümmung	M in engl. Meilen	$\sin A^2 <$ beobachtet	$\sin A^2 <$ berechnet	Differenzen
Caira bis Columbus	3	2,04	1,02	+ 1,02
Columbus bis Memphis	83	23,77	28,22	— 4,45
Memphis bis Helena	29	9,60	9,86	— 0,26
Helena bis Napoleon	44	11,92	14,96	— 3,04
Napoleon bis Lake Providence	63	19,79	21,42	— 1,63
Providence bis Vicksburg	37	11,95	12,58	— 0,63
Vicksburg bis New-Carthago	6	3,47	2,04	+ 1,43
New-Carthago bis Natchez	35	12,08	11,90	+ 0,18
Natchez bis Red-River	17	9,20	5,78	+ 3,42
Red-River bis Baton rouge	26	7,17	8,84	— 1,67
Baton rouge bis Donaldſonville	24	8,22	8,16	+ 0,06
Donaldſonville bis Carrollton	22	12,30	7,48	+ 4,82
Carrollton bis Fort St. Philipp	28	9,30	9,52	— 0,22
Summa	—	140,81	141,78	22,83

Die Tabelle auf folgender Seite enthält die Zusammenstellung einer Reihe gemessener Gefälle, Flußkrümmungen und diesen entsprechenden Werthen von $\sin a^2 <$ und letztern gegenübergestellt das nach der neuen Geschwindigkeitsformel berechnete Gefälle. Zum weitern Vergleiche sind die Resultate der Ellet'schen Formel ebenfalls beigefügt.

§ 143.

Die Versuche von Darcy und Bazin und deren Resultate.

In den Jahren 1856 bis 1864 sind im Auftrage der französischen Regierung zahlreiche Versuche über die Bewegung des Wassers in künstlichen Canälen anfangs von Darcy, später von Bazin angestellt worden, welche zu interessanten Ergebnissen geführt haben.

Obwohl nun die Versuche am Mississippi und seinen zahlreichen Nebenflüssen mit solcher wissenschaftlichen Genauigkeit, in so umfassender Weise und mit so außerordentlichen Hülfsmitteln angestellt worden sind, daß an der Verläßlichkeit der aus ihnen abgeleiteten Regeln und Formeln innerhalb der den Versuchen zu Grunde liegenden Querschnitts- und Gefällverhältnisse nicht im Entferntesten zu zweifeln ist, so muß es für diejenigen Wasserbautechniker, welche weniger mit großen natürlichen Gewässern, als vielmehr mit künstlichen Canälen kleinerer Dimensionen, wie solche als Fabrikscanäle in der Praxis am meisten vorkommen, zu thun haben, von hohem Interesse sein, die Ergebnisse dieser Versuche kennen zu lernen, die eben speciell mit solchen Canälen angestellt worden sind.

Es liegt auf der Hand, daß die Formeln, die aus den Mississippi-Versuchen abgeleitet worden sind, noch dieser und jener Abänderung und Ergänzung bedürfen, um für kleine Fabrikcanäle mit Wänden aus verschiedenen Materialien und mit größern Gefällen als 0,005 ganz genaue Resultate ergeben zu können, so daß die Erwähnung der angegebenen Versuche an dieser Stelle unerläßlich ist.

Vergleichungstabelle der Formeln von Humphrey-Abbot und von Ellet für das Gefälle.

Strom	Nivellirungs-Stationen	Datum	Fläche	Fluß-Breite	Umfang	Größte Tiefe	Durchfluß-Menge	Gemessene Größen zwischen den Nivellirungsstationen			Ellet's Formel		Humphrey-Abbot's Formel			
								sin A/2 <	Distanz	Gefälle	Berechnetes Gefälle	Fehler	hr	hrr	Berechnetes Gefälle hr+hrr	Fehler
			□Fuß	Fuß	Fuß	Fuß	Cubik-Fuß		Meilen engl.	Fuß	Fuß	Fuß	Fuß	Fuß	Fuß	Fuß
Missisippi	Fort St. Philipp und	Hochw. 1851	199000	2470	2510	129	1150000	21,6	156	20,7	50,9	−30,2	12,9	5,4	18,3	+ 2,4
„	B. La Fourche	Niederw. 1851	163000	2250	2299	114	250000	21,6	156	0,9	6,2	− 5,3	0,1	0,4	0,5	+ 0,4
„	B. La Fourche u. Red-River	Hochw. 1851	200000	3000	3025	113	1200000	15,39	122,60	23,7	47,7	−24,0	17,0	4,1	21,1	+ 2,6
„	Desgleichen	Niederw. 1851	100000	2750	2770	78	250000	15,39	122,60	3,7	16,6	−12,9	1,8	0,7	2,5	+ 1,2
„	Red-River und Arkansas-	Hochw. 1858	199000	4080	4115	96	1200000	56,50	373,00	112,0	172,1	−60,1	98,4	15,3	113,7	− 1,7
„	River	Niederw. 1858	54000	3060	3070	56	200000	56,50	373,00	114,0	92,4	+21,6	117,7	5,8	123,5	− 9,5
„	Arkansas-River und	Hochw. 1858	191000	4470	4510	87	1175000	47,33	408,00	160,0	214,2	−54,2	151,7	13,4	165,1	− 5,1
„	Ohio-River	Niederw. 1858	45000	3400	3410	49	150000	47,33	408,00	159,0	121,2	+37,8	141,1	3,8	144,9	+14,1
B Plaquemine	B. Plaquemine und	Hochw. 1850	5500	300	318	31	33500	8,63	8,33	20,0	12,1	+ 7,9	18,0	2,4	20,4	− 0,4
„ „	Indian Village	12. März 1851	5100	300	315	30	29000	8,63	8,00	17,9	10,7	+ 7,2	14,9	2,1	17,0	+ 0,9
„ „	Desgleichen	Hochw. 1851	5700	300	320	32	35000	8,63	8,33	20,0	11,9	+ 8,1	17,4	2,4	19,8	+ 0,2
B. La Fourche	Donaldsonville und	Hochw. 1851	3640	230	245	25	11500	11,77	55,5	11,9	27,7	−15,8	12,6	0,9	13,5	− 1,6
„ „ „	Lokport	11. April 1858	3567	221	237	26	9700	11,77	55,5	8,0	25,7	−17,7	6,8	0,7	7,5	+ 0,5
								Summa		671,8	809,4	302,8			667,8	40,6

Die Versuche von Darcy und Bazin wurden mittelst des in § 117 beschriebenen Geschwindigkeitsmessers vorgenommen, welch letzterer zur Controle auf dreierlei gänzlich von einander abweichende Art und Weise tarirt worden war. In kleinern Canälen ist die Geschwindigkeit des Wassers nicht so leicht mit Hülfe von Schwimmern festzustellen, da dieselben bei größerer Geschwindigkeit des Wassers nicht so genau in einem und demselben Wasserfaden bleiben, sondern auf- und nieder oscilliren. Mit Hülfe des Darcy'schen Geschwindigkeitsmessers dagegen läßt sich die Geschwindigkeit in verschiedenen Wassertiefen messen, die sehr wenig von einander abweichen und namentlich läßt sich die Geschwindigkeit der am Boden befindlichen Wasserschichten ganz genau ermitteln, was mit einem Schwimmer schon weit weniger der Fall ist.

§ 144.

Nachweis der Unrichtigkeit der Prony'schen und Eytelwein'schen Geschwindigkeitsformel bei Canälen.

Die Unrichtigkeit der Prony'schen und Eytelwein'schen Geschwindigkeitsformel ist weiter oben (§ 133 bis 136) für natürliche Gewässer nachgewiesen worden. Es handelt sich nun darum, zu prüfen, ob diese Formeln ebenso von der Wirklichkeit abweichende Resultate für künstliche Canäle mit regelmäßigem Querschnitte ergeben.

Um darüber Aufklärung zu erhalten, ob die Resultate der Prony'schen Formel

$$r s = a v + b v^2 \quad \text{oder} \quad \frac{r s}{v^2} = b + \frac{a}{v}$$

die nach der Prony'schen Bezeichnung $= R I = a U + b U^2$ lautet, mit den Thatsachen übereinstimmen, stellte Baumgarten auf Darcy's Veranlassung im Canal von Marseille eine Reihe von Versuchen an, deren Ergebnisse die nachfolgende Tabelle enthält. Die mittlere Geschwindigkeit wurde an verschiedenen Querschnitten des Canales mit großer Genauigkeit gemessen, die thatsächlichen Werthe von $\frac{R I}{U^2}$ bestimmt und mit denjenigen Werthen verglichen, welche man mit Hülfe der Prony'schen und Eytelwein'schen Formeln erhält.

Baumgarten's Versuche am Canal von Marseille.

Beschaffenheit des Canales	Nr. des Versuchs	Gefälle per 1 Meter I	Wassermenge per 1 Sec. Q	Mittl. Radius R	Mittl. Geschwindigkeit U	Werth von $\frac{RI}{U^2}$ nach der Beobachtung	Prony	Eytelwein
		Meter	Cubm.	Meter	Meter			
Cementboden; Seitenwände aus Ziegelgemäuer	1	0,00372	5,174	0,4585	3,127	0,000174	0,000323	0,000376
Canal aus behauenen Steinen	2	0,00084	4,070	0,5406	1,693	0,000211	0,000335	0,000380
Gemauerter Canal, theilweise nicht sehr ebene Flächen	3	0,0290	1,244	0,2158	3,423	0,000534	0,000322	0,000373
	4	0,0600	1,244	0,1876	4,246	0,000624	0,000319	0,000372
	5	0,01230	1,244	0,2686	2,312	0,000608	0,000323	0,000376
	6	0,01400	1,244	0,2545	2,549	0,000548	0,000326	0,000375
Trapezförmiger Erdcanal	7	0,0043	4,748	0,8750	0,773	0,000630	0,000366	0,000397

Beim ersten Versuche ergaben die Formeln von Prony und Eytelwein für eine mittlere Geschwindigkeit von 3,1 Meter um 100 % zu große und beim letzten Versuche für eine mittlere Geschwindigkeit von 0,773 Meter um 100 % zu kleine Werthe an.

§ 145.

Da man aus diesen Versuchen vermuthen konnte, daß die Beschaffenheit der Canalwände einen wesentlichen Einfluß haben könne, wurde im Jahre 1856 eine Reihe Versuche ausgeführt, bei welchen die Canäle genau gleiches Gefälle, Querprofil und eine gleiche Wassertiefe hatten, aber aus verschiedenem Material ausgekleidet waren, so daß der Einfluß der Beschaffenheit auf ganz unzweideutige Weise hervortreten mußte. Das Gefälle betrug 0,0049 Meter per 1 Meter und die Wassermenge ließ man bei jeder Canalsorte variiren von

0,10; 0,203; 0,307; 0,411; 0,505; 0,618; 0,721; 0,824; 0,927; 1,030; 1,133 bis 1,236 Cubikmeter in einer Secunde.

Folgendes sind die Werthe von $\frac{RI}{U^2}$, welche die verschiedenen Canalarten ergaben:

		bei der kleinsten Wassermenge		bei der größten Wassermenge
1)	Canal mit Cement ausgefüttert . . . . . $\frac{RI}{U^2}$ =	0,000242	bis	0,000172,
2)	Canal mit Holzbrettern ausgefüttert . . . . . =	0,000411	bis	0,000229,
3)	Aus Ziegelsteinen bestehend . =	0,000408	bis	0,000277,
4)	Kies von 1—2 Cent. Durchmesser . . . . . =	0,000882	bis	0,000472,
5)	Kieselsteine von 3—4 Cent. Durchmesser . . . . . =	0,001454	bis	0,000661.

Man sieht daraus, daß die Coefficienten der Formeln von

Prony $$\frac{RI}{U^2} = 0{,}000309 + \frac{0{,}000444}{U},$$

Eytelwein $$\frac{RI}{U^2} = 0{,}000366 + \frac{0{,}000024}{U}$$

nicht richtig sind, da sie für verschiedene Verhältnisse gar nicht constant bleiben.

Bazin schloß aus diesen und zahlreichen andern Versuchen, daß das Verhältniß $\frac{RI}{U^2}$ besser durch einen Ausdruck von der Form

$$\frac{RI}{U^2} = a + f(RU)$$

wiedergegeben werde, in welchem a ein constanter Werth ist.

Die einfachsten Formen dieses Ausdruckes sind

$$f(RU) = \frac{\beta}{R} \quad \text{und} \quad f(RU) = \frac{\beta}{U}$$

und um die Ergebnisse dieser Formeln mit den Thatsachen vergleichen zu können, stellte er eine Reihe von Versuchen mit Canälen derselben Querprofildimensionen, aber aus verschiedenem Material dar, wobei er das Gefälle und die Geschwindigkeit innerhalb derjenigen Grenzen wechseln ließ, welche in der Praxis am meisten vorkommen. Die folgende Tabelle enthält die Zusammenstellung dieser Versuche mit den berechneten Werthen von $\frac{RI}{U^2}$ mit Hülfe der obigen beiden Ausdrücke.

Beſchaffenheit der Canalwände	Grenzen der vorhandenen Geſchwindigkeit	Formel $\frac{RI}{U^2} = a + \frac{\beta}{R}$		Formel $\frac{RI}{U^2} = a + \frac{\beta}{U}$	
		Werth von a	Werth von β	Werth von a	Werth von β
	Meter				
Mit Cement gefüttert	1,045—3,027	0,000149	0,000005	0,000118	0,000127
Aus Holzbrettern beſtehend	1,020—2,791	0,000177	0,000012	0,000127	0,000217
Aus Ziegeln gemauert	1,076—2,611	0,000203	0,000014	0,000162	0,000218
Mit feinem Kies gefüttert	0,847—2,352	0,000326	0,000040	0,000226	0,000411
Mit Kieſelſteinen gefüttert	0,768—2,039	0,000329	0,000100	0,000201	0,000685

Man wird daher innerhalb der angegebenen Grenzen mit der Wirklichkeit übereinſtimmende Reſultate erhalten, wenn man die eine oder andere der beiden Formeln anwendet, nur hat man dann die entſprechenden in der Tabelle enthaltenen Werthe der Coefficienten a und β einzuſetzen.

§ 146.

Es handelt ſich alſo nur noch darum, nachzuweiſen, ob die eine oder andere dieſer beiden Formeln auch für verſchiedene Gefälle und Querprofile brauchbare Reſultate ergiebt, was der Gegenſtand der nachfolgenden Verſuchsreihe war.

Es wurden an drei verſchiedenen Canälen der erſte aus glatten Brettern zuſammengeſetzt; beim zweiten wurden, um eine künſtliche mäßige Unebenheit der Wände herzuſtellen, die Wände mit Holzleiſten von 1 Cent. Dicke und 2,7 Cent. Breite in Entfernungen von 1 Cent. bekleidet; beim dritten Canale endlich wurden dieſe Holzleiſten in 5 Cent. Diſtanz von einander angebracht. An jedem der 3 Canäle wurden bei 3 verſchiedenen Gefällen Verſuche angeſtellt und die den Reſultaten derſelben entſprechenden Werthe von $\frac{RI}{U^2}$ aufgeſucht und ſchließlich in der nachfolgenden Tabelle zuſammengeſtellt.

Bazin's Versuche mit künstlichen Canälen mit verschiedenem Gefälle.

Nummer der Versuche	Wassermenge per Secunde	Gefälle = 0,0015m. pro Meter			Gefälle = 0,0059m. pro Meter			Gefälle = 0,00886m. pro Meter.		
		R	U	$\frac{RI}{U^2}$	R	U	$\frac{RI}{U^2}$	R	U	$\frac{RI}{U^2}$
	Cubikm.	Meter	Meter		Meter	Meter		Meter	Meter	
		Rechtwinklige Canäle, aus glatten Brettern zusammengesetzt.								
1	0,100	0,0842	0,543	0,000428	0,910	0,910	0,000373	0,0446	1,080	0,000321
2	0,203	0,1237	0,724	0,000354	1,213	1,213	0,000311	0,0684	1,394	0,000296
3	0,441	0,1799	0,945	0,000302	1,595	1,595	0,000266	0,1019	1,830	0,000255
4	0,618	0,2194	1,106	0,000269	1,847	1,847	0,000249	0,1292	2,100	0,000246
5	0,824	0,2513	1,234	0,000247	2,039	2,039	0,000240	—	2,306	0,000241
6	1,030	0,2781	1,343	0,000231	2,206	2,206	0,000230	0,1721	2,495	0,000237
7	1,236	0,3042	1,420	0,000226	2,349	2,349	0,000223	0,1894	2,664	0,000224
		Canäle aus glatten Brettern, mit Leisten, deren Distanz 0,01 Meter.								
1	0,100	0,0921	0,0524	0,000548	0,0626	0,762	0,000639	0,0556	0,869	0,000654
2	0,203	0,1346	0,0776	0,000459	0,0922	0,017	0,000526	0,0831	1,144	0,000563
3	0,411	0,1932	0,1147	0,000396	0,1347	1,342	0,000441	0,1227	1,500	0,000483
4	0,618	0,2361	2,1140	0,000368	0,1684	1,549	0,000414	0,1520	1,758	0,000436
5	0,824	0,2710	0,1688	0,000352	0,1959	1,716	0,000392	0,1775	1,946	0,000415
6	1,030	0,3004	0,1900	0,000338	0,2182	1,872	0,000367	0,2005	2,091	0,000406
7	1,236	0,3281	0,2091	0,000338	0,2409	1,974	0,000365	0,2214	2,212	0,000401
		Canäle aus glatten Brettern, mit Leisten, deren Distanz 0,05 Meter.								
1	0,100	0,1153	0,390	0,001135	0,0805	0,581	0,001408	0,0706	0,673	0,001379
2	0,203	0,1675	0,513	0,000956	0,1170	0,779	0,001138	0,1667	0,869	0,001253
3	0,411	0,2367	0,674	0,000782	0,1687	1,028	0,000942	0,1551	1,142	0,001053
4	0,618	0,2870	0,777	0,000713	0,2092	1,184	0,000880	0,1913	1,331	0,000956
5	0,824	0,3270	0,857	0,000668	0,2410	1,314	0,000824	0,2210	1,478	0,000896
6	1,030	0,3649	0,904	0,000670	0,2688	1,418	0,000789	0,2476	1,591	0,000867
7	1,236	0,3960	0,949	0,000659	0,2942	1,498	0,000773	0,2699	1,698	0,000829

Eine aufmerksame Betrachtung der Tabelle zeigt, daß der Werth des Verhältnisses $\frac{RI}{U^2}$ in dem Maße abnimmt, als die Wassermenge und die mittlere Geschwindigkeit zunimmt und daß bei gleichen Wassermengen dieses Verhältniß zunimmt, je größer das Gefälle und die Geschwindigkeit ist.

Durch eine graphische Darstellung der Tabellenwerthe wird man zu dem Resultate geführt, daß von den beiden Formeln

$$\frac{RI}{U^2} = a + \frac{\beta}{R} \quad \text{und} \quad \frac{RI}{U^2} = a + \frac{\beta}{U}$$

die erstere weit besser den Beobachtungen entspricht als die zweite.

Eine weitere Vergleichung dieser Formel mit Canälen von ganz verschiedenem Querprofile hat dargethan, daß letztere keinen Anlaß zur Veränderung der Formel bieten.

§ 147.

Um den Einfluß der Beschaffenheit der Canalwände weiter nachzuweisen, hat Bazin eine weitere Reihe von Versuchen angestellt und die Ergebnisse derselben in der folgenden Tabelle den nach Prony und Eytelwein's Formel erhaltenen Coefficientenwerthen gegenübergestellt.

Beschaffenheit der Canäle	Werth des Verhältnisses $\frac{RI}{U^2}$		
	nach der Beobachtung	nach Prony	nach Eytelwein
In die Erde gegraben und ganz von Gräsern befreit	0,001005 bis 0,000749	0,000470 bis 0,000407	0,000455 bis 0,000420
In die Erde gegraben, die Seitenwände etwas bewachsen	0,001946 bis 0,000948	0,000469 bis 0,000392	0,000448 bis 0,000411
In steinigen Grund gegraben, fast ganz von Gräsern befreit	0,001942 bis 0,001300	0,000425 bis 0,000383	0,000429 bis 0,000406
Mit Pflastersteinen ausgefüttert, mit Moos bedeckt	0,002331 bis 0,001003	0,000343 bis 0,000325	0,000385 bis 0,000375
Desgl. nach Wegnahme der Moosschicht	0,001024 bis 0,000647	0,000335 bis 0,000322	0,000360 bis 0,000373

Es geht aus dieser Tabelle zur Genüge hervor, daß die Beschaffenheit der Canalwände von *wesentlichem* Einfluß auf die Coefficienten ist, da bei den beiden letzten Canälen selbst die vorhandene Moosschicht eine Zunahme der Coefficientenwerthe zur Folge hatte.

§ 148.

Aus dem Vorhergehenden geht zur Genüge hervor, daß der bisherige Ausdruck von Prony und Eytelwein

$$RI = aU + bU^2$$

nicht als richtig betrachtet werden kann, daß dagegen der Ausdruck Bazin's

$$\frac{RI}{U^2} = a + \frac{\beta}{R}$$

den beobachteten Thatsachen entspricht, wenn man für a und b der verschiedenen Beschaffenheit der Canäle entsprechende Werthe einsetzt.

Aus der obigen Formel folgt

$$RI = \left(a + \frac{\beta}{R}\right) U^2 \quad \text{und} \quad U = \sqrt{\frac{RI}{a + \frac{\beta}{R}}}.$$

Dieses ist die Formel, welche Grashof in den neuesten Auflagen der Resultate für den Maschinenbau von Redtenbacher unter der den dortigen Bezeichnungen entsprechenden Form

$$u = \sqrt{\frac{\frac{\Omega}{S}\,\frac{G}{L}}{a + \beta\frac{S}{\Omega}}}$$

aufführt und als die verläßlichste der bis jetzt vorhandenen für künstliche Canäle bezeichnet.

Nachdem er alle hierauf bezüglichen Versuche discutirt hat, leitet Bazin schließlich folgende praktische Regeln und Formeln ab.

1) Für Canäle mit ganz glatten Wänden aus Cement ohne Sand, oder gehobelten Brettern

$$\frac{RI}{U^2} = 0{,}0001\left\{1 + \frac{0{,}03}{R}\right\}.$$

2) Für gewöhnliche glatte Canäle aus Holz, Ziegeln, behauenen Steinen

$$\frac{RI}{U^2} = 0{,}00019\left\{1 + \frac{0{,}07}{R}\right\}.$$

3) Canäle mit weniger glatten Wänden aus Bruchsteingemäuer

$$\frac{RI}{U^2} = 0{,}00024\left\{1 + \frac{0{,}25}{R}\right\}.$$

4) Canäle in die Erde gegraben

$$\frac{RI}{U^2} = 0{,}00028\left\{1 + \frac{1{,}25}{R}\right\}.$$

Aus diesen Formeln ergeben sich folgende Werthe für die Coefficienten a und β der Formel

$$U = \sqrt{\frac{RI}{a + \frac{\beta}{R}}}:$$

Für Canäle mit Wänden nach

Nr. 1. $a = 0{,}00015$; $\beta = 0{,}0000045$.
„ 2. $a = 0{,}00019$; $\beta = 0{,}0000124$.
„ 3. $a = 0{,}00024$; $\beta = 0{,}000060$.
„ 4. $a = 0{,}00028$; $\beta = 0{,}00035$.

§ 149.

Vergleichung der Humphrey-Abbot- und der Bazin'schen Formel.

Drückt man die Bazin'sche Formel für Canäle aus Erde

$$\frac{RI}{U^2} = 0{,}00028\left\{1 + \frac{1{,}25}{R}\right\}$$

nach der in § 120 angegebenen Bezeichnungsweise aus, so lautet dieselbe

$$\frac{rs}{v^2} = 0{,}00028\left(1 + \frac{1{,}25}{r}\right),$$

woraus sich ergiebt:

$$v = \frac{\sqrt{rs}}{\sqrt{0{,}00028\left(1 + \frac{1{,}25}{r}\right)}}.$$

Vergleicht man diesen Ausdruck mit der Humphrey-Abbot'schen Formel

$$v = \left\{\sqrt[4]{69\, r_1 \sqrt{s}} - 0{,}0214\right\}^2$$

so entdeckt man wesentliche Verschiedenheit zwischen diesen beiden Ausdrücken, welche beide für die denselben zu Grunde liegenden Verhältnisse

genau mit den Beobachtungen ſtimmende Reſultate ergeben und bei beiden ſind die Beobachtungen mit wiſſenſchaftlicher Genauigkeit angeſtellt worden und zwar zu einer und derſelben Zeit.

Die nummeriſchen Werthe, zu welchen dieſe beiden Formeln führen, ſind ziemlich von einander abweichend, da indeſſen die Bazin'ſche Formel nur für künſtliche Canäle gelten ſoll und aus vielfachen Verſuchen mit ſolchen abgeleitet worden iſt, ſo verdient dieſelbe mit vollem Rechte das meiſte Vertrauen, wenn es ſich um die Herſtellung von Fabrikscanälen handelt, während die Formel der Miſſiſſippi-Commiſſion für deren Anwendung auf größere Flüſſe ganz empfehlenswerth iſt. —

§ 150.

Bazin's Formel für das Verhältniß $\frac{v}{w_1 V_0}$.

Obwohl durch die von der Miſſiſſippi-Commiſſion aufgeſtellte und durch Grebenau weiter entwickelte neue Theorie nachgewieſen wurde, daß eine genaue, für alle Verhältniſſe paſſende Relation $\frac{v}{w_1 V_0}$ nicht exiſtirt, ſo iſt es dennoch nicht unintereſſant, eine Regel kennen zu lernen, die Bazin an Stelle derjenigen Prony's abgeleitet hat und welche in der That für das Verhältniß $\frac{v}{w_1 V_0}$ Werthe ergiebt, die von thatſächlich beobachteten nicht ſtark abweichen.

Bazin ging von der Vorausſetzung aus, es müſſe zwiſchen dem Verhältniß $\frac{v}{w_1 V_0}$ oder $\frac{V}{U}$ und dem Werthe $\frac{RI}{U^2}$ ein Verhältniß beſtehn von der Form

$$\frac{V}{U} = 1 + f\left(\frac{RI}{U^2}\right).$$

Eine einfache Form der unbekannten Function wäre

$$f\left(\frac{RI}{U^2}\right) = K\sqrt{\frac{RI}{U^2}},$$

wobei K ein conſtanter Coefficient.

Es wäre alſo

$$\frac{V}{U} = 1 + K\sqrt{\frac{RI}{U^2}} \quad \text{und} \quad K = \frac{\frac{V}{U} - 1}{\sqrt{\frac{RI}{U^2}}}.$$

Durch Vergleichung ſeiner Formel mit Verſuchsreſultaten fand Bazin für den Werth von K, ſo lange der Werth von $\frac{RI}{U^2}$ die Größe 0,00100 nicht überſteigt (was ſelten der Fall iſt)

$$K = 14{,}3 \quad \text{oder rund} \quad K = 14.$$

Es wäre ſomit

$$\frac{V}{U} = 1 + 14\sqrt{\frac{RI}{U^2}}; \qquad V - U = 14\sqrt{RI} \qquad \text{und}$$

$$\text{(mittlere Geſchwindigkeit)} \quad U = V + 14\sqrt{RI}.$$

Mit den Bezeichnungen der neuen Theorie § 120 lautet dieſer Ausdruck

$$Uo = v + 14\sqrt{rs}; \qquad v = Uo - 14\sqrt{rs},$$

oder umgewandelt:

$$Uo = v + 14\,v\sqrt{0{,}00028\left(1 + \frac{1{,}25}{r}\right)},$$

während der entſprechende Ausdruck Humphrey-Abbot's

$$Uo = 0{,}93\,v + 0{,}016\sqrt{v}\sqrt{\frac{0{,}285}{\sqrt{r} + 0{,}457}}$$

lautet.

Die nachfolgende Tabelle enthält die Reſultate einer Reihe von Beobachtungen über die mittlere Geſchwindigkeit und die größte Geſchwindigkeit, nebſt den Ergebniſſen des beobachteten und des nach Prony und nach der neuen Formel berechneten Verhältniſſes $\frac{V}{U}$.

Wie man ſieht, ſtimmen die Ergebniſſe der Bazin'ſchen Formel außerordentlich gut mit den Beobachtungen überein, während die Prony'ſche Formel theilweiſe ganz unbrauchbare Werthe liefert.

Immerhin dürfte die Humphrey-Abbot'ſche Formel vor derjenigen Bazin's den Vorzug verdienen, wo es ſich um deren Anwendung auf große Flüſſe handelt, während die einfache Bazin'ſche Formel für Canäle innerhalb der in der Praxis vorkommenden Grenzen der Geſchwindigkeiten in jeder Hinſicht verläßliche Reſultate zu geben ſcheint.

Wenn auch die Humphrey-Abbot'ſche Theorie nach den Vergleichungen Grebenau's auch für kleine Flüſſe und Canäle angewendet werden darf und wenn die außerordentlich umfaſſenden Verſuche, die dieſer Theorie zu Grunde liegen, derſelben unſtreitig die Rolle des Fundamentes für alle zukünftigen Theorien über die Bewegung des Waſſers

in großen Flüssen und Canälen mit Gefällen unter 0,005 zusichern, so muß es immerhin nur für das Ganze fördernd sein, wenn die ebenso genau und sorgfältig angestellten Versuche von Bazin bekannt werden, nebst den Regeln und Formeln, welche derselbe aus seinen mühevollen Arbeiten abgeleitet hat. —

Vergleichungstabelle über das Verhältniß $\frac{U}{V}$ oder $\frac{v}{w_1 V_0}$.

Geschwindigkeitsgrenzen an der Oberfläche	Werth von U:V			Differenzen	
	Nach der Beobachtung	Nach Bazin's Formel	Nach Prony's Formel	Bazin's Formel	Prony's Formel
Meter					
1,92 à 2,099	0,841	0,857	0,852	— 0,016	— 0,011
1,810 à 1,952	0,855	0,847	0,846	+ 0,008	+ 0,009
3,512	0,890	0,844	0,885	+ 0,009	— 0,032
2,030 à 2,416	0,817	0,844	0,869	— 0,027	— 0,052
1,712 à 1,916	0,828	0,837	0,846	— 0,009	— 0,018
— —	0,857	0,831	0,848	+ 0,026	+ 0,009
2,595 à 2,721	0,808	0,828	0,869	— 0,020	— 0,061
1,607 à 1,800	0,827	0,825	0,839	+ 0,002	— 0,012
2,470 à 2,741	0,815	0,825	0,868	— 0,010	— 0,053
2,467 à 2,838	0,822	0,825	0,866	— 0,003	— 0,044
2,832 à 3,169	0,821	0,824	0,874	— 0,003	— 0,053
1,518 à 1,743	0,816	0,823	0,837	— 0,007	— 0,021
2,314 à 2,700	0,788	0,822	0,863	— 0,037	— 0,078
2,545 à 3,075	0,807	0,822	0,872	— 0,015	— 0,065
1,586 à 1,990	0,806	0,822	0,843	— 0,015	— 0,037
1,859 à 2,310	0,807	0,819	0,854	— 0,012	— 0,047
3,075 à 3,179	0,810	0,813	0,877	— 0,003	— 0,067
2,217 à 2,835	0,793	0,805	0,863	— 0,012	— 0,070
1,471 à 1,600	0,779	0,794	0,834	— 0,015	— 0,055
2,226 à 2,570	0,771	0,787	0,859	— 0,016	— 0,088
2,560 à 2,925	0,759	0,779	0,868	— 0,020	— 0,109
0,632 à 0,683	0,822	0,779	0,821	+ 0,043	+ 0,001
1,210 à 1,392	0,815	0,772	0,827	+ 0,043	— 0,012
5,41 à 6,15	0,755	0,766	0,813	— 0,011	— 0,158
1,964 á 2,328	0,732	0,763	0,853	— 0,031	— 0,121
4,049 à 4,478	0,765	0,746	0,895	+ 0,029	— 0,130

Geſchwindigkeits-grenzen an der Oberfläche	Werth von U:V			Differenzen	
	Nach der Beobachtung	Nach Bazin's Formel	Nach Prony's Formel	Bazin's Formel	Prony's Formel
Meter					
3,49 à 4,55	0,775	0,744	0,891	+ 0,031	— 0,116
— —	0,716	0,740	0,815	— 0,024	— 0,099
1,137 à 1,186	0,750	0,734	0,821	+ 0,016	— 0,071
0,315 à 0,507	0,777	0,730	0,889	+ 0,047	— 0,012
0,568 à 0,589	0,745	0,728	0,791	+ 0,017	— 0,046
1,845 à 2,060	0,720	0,717	0,847	+ 0,003	— 0,127
0,417 à 0,540	0,700	0,712	0,785	— 0,012	— 0,085
2,547 à 3,766	0,704	0,710	0,876	— 0,006	— 0,172
1,997 à 2,392	0,724	0,708	0,854	+ 0,016	— 0,130
0,656 à 0,714	0,672	0,703	0,800	— 0,031	— 0,128
0,748 à 0,771	0,666	0,692	0,800	— 0,026	— 0,134
3,644 à 3,800	0,707	0,687	0,886	+ 0,020	— 0,179
0,706 à 0,744	0,612	0,679	0,798	— 0,067	— 0,186
0,916 à 0,991	0,610	0,679	0,810	— 0,069	— 0,200
0,930 à 0,982	0,598	0,660	0,810	— 0,062	— 0,212
0,408 à 0,578	0,663	0,659	0,789	+ 0,004	— 0,126
0,570 à 0,916	0,642	0,657	0,797	— 0,015	— 0,155
0,819 à 0,893	0,554	0,651	0,805	— 0,097	— 0,251
0,480 à 0,614	0,620	0,651	0,789	— 0,030	— 0,169
0,567 à 0,663	0,590	0,647	0,793	— 0,041	— 0,194
0,643 à 0,790	0,623	0,642	0,798	— 0,018	— 0,175

§ 151.

Graphiſche Vergleichung der Humphrey-Abbot'ſchen mit der Bazin'ſchen Formel für die mittlere Geſchwindigkeit.

Die Ergebniſſe der Humphrey-Abbot'ſchen Formel ſind in Fig. 194 Tafel 19 mit den Formeln von Prony, Eytelwein und Dupuit verglichen. Ich habe dieſer Vergleichung noch die Bazin'ſche Formel beigefügt.

§ 152.

Nummerischer Werth des Reibungswiderstandes.

Um an einem Beispiele nachzuweisen, welche enorme mechanische Arbeit in größern Flüssen durch den Reibungswiderstand absorbirt und in Wärme umgewandelt wird, mag der Rhein benützt werden.

Bei mittlerem Wasserstande fließt bei Kehl eine Wassermenge von 986 Cubikmeter in einer Secunde den Rhein hinunter. Das Gefälle des Flusses beträgt von der Stelle seines Eintrittes in das früher französische Gebiet bis zur bairischen Grenze 145,3 Meter.

Vernachlässigt man die zahlreichen Zuflüsse unterhalb Kehl's, so beträgt die auf dem angegebenen Wege durch die Wirkung der Schwere auf die Wassermasse des Rheins entwickelte mechanische Arbeit

$$M = \frac{986000 \times 145{,}3}{75} = 1910210 \text{ Pferdekräfte}$$

§ 153.

Ueberblick über die verschiedenen Geschwindigkeitscurven eines ganzen Querschnittes.

Ein deutliches Bild der Vertheilung und Einwirkung des Reibungswiderstandes in Canälen sowohl als in geschlossenen Röhren erhält man, wenn man die Geschwindigkeit an den verschiedensten Stellen eines und desselben Querschnittes eines fließenden Wasserkörpers bestimmt und die erhaltenen Punkte gleicher Geschwindigkeit durch Linien verbindet.

Dieses hat Bazin gethan, indem er die Geschwindigkeit an 45 symmetrisch über den Querschnitt des fließenden Wasserkörpers vertheilten Punkten gemessen hat und zwar sowohl in geschlossenen Canälen und Rohrleitungen, als auch in gewöhnlichen oben offenen Wasserläufen.

Die Figuren 196 und 197 Tafel 21 des vorliegenden Werkes stellen die Resultate der auf diesem Wege angestellten Versuche dar.

Die Geschwindigkeiten sind dabei mit dem Darcy'schen Geschwindigkeitsmesser bestimmt worden, welcher auch die Vermessung der Geschwindigkeiten nahe an den Canalwänden mit außerordentlicher Genauigkeit gestattet und zwar derart, daß eine andere Methode z. B. mit Schwimmern für den vorliegenden Zweck ganz nicht angewendet werden könnte, da man einerseits die Geschwindigkeit mit solchen nie so nahe

an den Wänden bestimmen könnte und man anderseits nicht die Geschwindigkeit in einem und demselben Canalquerschnitt erhalten würde.

Fig. 195 zeigt die Geschwindigkeiten an den verschiedenen Stellen eines Querschnittes von einem rings geschlossenen Canale von quadratischem Querschnitte. Wie man sieht, herrscht hier eine außerordentliche Regelmäßigkeit in der Vertheilung der Geschwindigkeiten, indem die Curven gleicher Geschwindigkeit nicht nur links und rechts der verticalen Mittellinie, sondern auch über und unter der horizontalen Mittellinie h h ganz symmetrisch sind. Die Geschwindigkeiten ganz nahe den Canalwänden stellen sich dabei als den Wänden ganz parallele Rechtecke dar, aber je weiter von den Wänden man die Geschwindigkeitscurven betrachtet, desto mehr erhalten die Rechtecke, welche denselben Geschwindigkeiten entsprechen, abgerundete Ecken.

Ganz anders verhält es sich indessen in einem offenen Canale, wo die Regelmäßigkeit der Geschwindigkeitscurven eine weit geringere ist, wie aus Holzschnitt Fig. 196 hervorgeht. Nicht nur beschränkt sich hier die Symmetrie der Curven von gleicher Geschwindigkeit auf die beiden Hälften zur Seite der verticalen Mittellinie, sondern es sind diese Curven selbst schon bedeutend weniger regelmäßig als bei dem ringsum geschlossenen Canale. Auch hier sind die den Wänden sehr nahe liegenden Curven derselben Geschwindigkeit noch Rechtecke, deren verticale Seiten ziemlich parallel den Seitenwänden verlaufen, aber je mehr von den Wänden entfernt man eine Curve gleicher aber größerer Geschwindigkeit betrachtet, um so mehr läßt sich das Bestreben der Curven erkennen, auch nach oben in eine geschlossene Curve überzugehn, und um so spitzer sind die Winkel, unter denen sie die Oberfläche des Wassers schneiden. Wenn die Tiefe des Canales den dritten Theil und mehr der Canalbreite beträgt, so gehn die Linien gleicher Geschwindigkeit nahe dem Maximum der letzteren in geschlossene Curven über und umgrenzen sodann einen Centralkern, dessen Geschwindigkeit größer ist als die Maximalgeschwindigkeit der Oberfläche.

Sowohl in Fig. 195 als in derjenigen 196 ist die Curve der mittlern Geschwindigkeit des ganzen Querschnittes kräftiger ausgezogen, als die der übrigen Geschwindigkeiten. Es geht aus dem Obigen hervor, daß bei Canälen von geringer Tiefe im Verhältniß zur Breite, wo nämlich die Tiefe den dritten Theil der Breite nicht erreicht, die Geschwindigkeit an der Oberfläche in der Mitte des Canales von keiner andern Geschwindigkeit des ganzen Querschnittes übertroffen wird, daß also bei solchen Canälen die größte Geschwindigkeit ganz oder doch sehr nahe an der Oberfläche ist.

Es läßt sich schließlich noch die interessante Frage aufwerfen, ob die Unregelmäßigkeit der Geschwindigkeitscurven bei einem offenen Canale gegenüber dem regelmäßigen Verlaufe dieser Curven bei einem gedeckten Canale mit einer geringern mittlern Geschwindigkeit des ganzen Querschnittes verbunden sei? Auch diese Frage ist von Bazin durch Versuche und zwar mit Nein beantwortet worden: Es konnte ein Unterschied in den durchfließenden Wassermengen bei gedeckten und offenen Canälen unter sonst gleichen Umständen nicht nachgewiesen werden. Es scheint somit eine Verminderung der Gesammtgeschwindigkeit einer fließenden Wassermasse durch die in deren Innerem vorhandenen Unregelmäßigkeiten und wirbelnden Bewegungen nicht stattzufinden, was insoferne mit den theoretischen Betrachtungen übereinstimmt, als der Schwerpunkt eines Systems von Körpern durch innere Vorgänge in demselben nicht verlegt werden kann, und alle Unregelmäßigkeiten der Bewegung bei einem offenen Canale an der Oberfläche transmittirt werden und somit an der Oberfläche zur Erscheinung und Wirkung gelangen. Siehe darüber § 109.

§ 154.

Horizontale Geschwindigkeitscurven fließender Gewässer.

Es bleibt nun noch die Frage zu erörtern, ob die Geschwindigkeit in derselben Tiefe unter der Oberfläche von der Mitte des Stromes aus nach den beiden Ufern hin nach einem bestimmten Gesetze abnehme. Es läßt sich indessen ohne weitere Prüfung dieser Frage schließen, daß ein solches Gesetz nur für Querschnitte von ganz regelmäßiger Form aufgefunden werden könne, daß dagegen in Flüssen, wo der Querschnitt ohne Ausnahme unregelmäßig ist, die größte Tiefe und Geschwindigkeit bald in der Mitte zwischen beiden Ufern, bald nahe dem einen oder andern Ufer am größten ist, ein solches Gesetz der Abnahme der Geschwindigkeit gegen die Ufer hin nicht herrschen könne. Dies haben denn auch die diesbezüglich angestellten Versuche vollkommen bestätigt.

Bei den am Mississippi angestellten Versuchen hat sich ergeben, daß die Horizontalgeschwindigkeitscurve 5′ unter dem Wasserspiegel bei Columbus, wo der Querschnitt des Stromes regelmäßig ist, eine Parabel wird oder eine Curve, Fig. 180 Tafel 18, die nicht viel von einer Parabel abweicht, daß dagegen an andern Stellen, wo das Querprofil die bei Flüssen gewöhnlichen Unregelmäßigkeiten zeigte, die Horizontalgeschwindigkeitscurve eine ebenfalls ganz unregelmäßige Linie ist, wie dieses auch von vornherein zu erwarten war.

Die Figur 180 Tafel 18 zeigt die durch zahlreiche Versuche erhaltenen

Horizontalgeschwindigkeitscurven des Mississippi bei Vicksburg, Carrollton und Natchez mit den an diesen Stellen vorhandenen verschiedenen Querprofilen.

Man ersieht aus diesen Figuren, daß die Horizontalgeschwindigkeitscurven immer den Querprofilen ähnliche Linien sind, also keine mathematische Regelmäßigkeit erkennen lassen. Und wenn auch, wie Grebenau in seinem Werke bemerkt, die Geschwindigkeit an irgend einem Punkte des Querschnittes eines Flusses eine Function der Wassertiefe an der betreffenden Stelle und von der Lage der größten Flußtiefe im Querprofile ist, so müßte doch ein allgemeiner diese Geschwindigkeit bestimmender Ausdruck (der übrigens bis jetzt noch nicht gefunden ist), so complicirt ausfallen, daß derselbe keine Sicherheit bieten und practisch ohne alle und jede Wichtigkeit sein könnte. —

§ 154a.

Betrachtungen über die bisherigen Ergebnisse zur Vermessung der Wasserläufe.

Die Kenntniß des richtigen Verhältnisses zwischen Gefälle, Querprofil und Wassermenge eines Flusses oder Canales ist von so hervorragender Wichtigkeit, daß man sich am Schlusse der bisherigen Betrachtungen die Frage vorlegen kann, ob die gewonnenen Ergebnisse vom Practiker mit ruhigem Gewissen bei der Anlage von Wasserbauten der Ausführung zu Grunde gelegt werden können.

Bei der Anlage eines hydraulischen Motors z. B., wo es sich um die sorgfältige Ausnützung einer Wasserkraft handelt und wo mehr oder weniger lange Zu- oder Ablaufcanäle erstellt werden müssen, kann auch der bestausgeführte Motor nicht wieder gut machen, was von vornherein durch eine fehlerhafte Anordnung der Gesammtanlage verdorben worden ist; ja es bildet die Zu- und Ableitung des Wassers oder der eigentliche Wasserbau in vielen Fällen den schwierigsten und wichtigsten Theil der vom Techniker zu lösenden Aufgabe.

Es kommen häufig Fälle vor, wo die wasserrechtlichen Verhältnisse sehr delicater Natur sind, wo z. B. ein weiteres Stauen des Oberwasserspiegels unter keinen Umständen stattfinden kann oder darf, um fehlenden Falles die nöthige Wassermenge durch nachträgliche Erhöhung des Gefälles im Zulaufcanale herbeiführen zu können, wo ferner die disponible Wasserkraft der Rechnung nach nur knapp zur Erzielung der nöthigen Betriebskraft ausreicht.

Es muß daher in solchen Fällen Alles aufgeboten werden, um die Wasserkraft möglichst sorgfältig auszunützen, und es darf nur das durchaus Nothwendige von dem nützlichen Gefälle auf die Zu- und Ablaufcanäle verwendet werden.

Je kleiner aber das Gefälle in den Canälen, um so größer wird der Querschnitt derselben und es kommt sonach hier der finanzielle Standpunkt ganz besonders in Frage, wo man nicht gerne über das durchaus nöthige Maß hinausgeht, ohne indessen der Sicherheit des Erfolges Abbruch thun zu wollen.

Wiederholt man Angesichts so delicater Verhältnisse die oben aufgestellte Frage, ob die bisherigen Ergebnisse über die Bestimmung der mittlern Geschwindigkeit eines Wasserlaufes in allen Fällen die gewünschte Sicherheit bieten, so muß darauf mit Nein geantwortet werden und es tritt sonach die weitere Aufgabe an uns heran, durch Vergleichung weiterer diesbezüglicher Versuchsresultate noch zuverlässigere Anhaltspunkte zu gewinnen.

Die Humphrey-Abbot'schen Ableitungen sind ohne allen Zweifel aufs Gründlichste durchgeführt worden, was bei dem außerordentlich umfassenden Versuchsmateriale der Mississippi-Commission auch zu erwarten ist. Die amerikanischen Vermessungen und Ableitungen bilden jedenfalls eine monumentale Arbeit für alle Zeiten.

Obwohl dieselben aber sich auf Flüsse sehr verschiedener Querschnittsdimension beziehn, so ist bei denselben auf die verschiedenartige Beschaffenheit des Flußbettes keine Rücksicht genommen worden und es können daher die betreffenden für Flüsse und flußähnliche Canäle sehr zuverlässigen Formeln unmöglich richtige Resultate ergeben, wenn man dieselben auf künstliche Fabrikcanäle mit verschiedener Beschaffenheit der Canalwände und mit größeren Gefällen ausdehnen will. —

Die allgemeinen Ergebnisse der Humphrey-Abbot'schen Theorie über die horizontalen und verticalen Geschwindigkeitscurven verschiedener Durchschnitts-Ebenen, wie überhaupt die entwickelten Gesetze über die Geschwindigkeitsverhältnisse eines Wasserlaufes sind allen hierüber gemachten Beobachtungen gemäß für die verschiedenartigsten Verhältnisse richtig, sobald die Dimensionen der Querschnitte nicht zu klein sind.

Wo es sich aber um künstliche Canäle kleinerer Dimensionen handelt, deren Wände zudem aus verschiedenartigem Materiale bestehn können, verdienen die Bazin'schen Resultate, wo diese Verschiedenartigkeit berücksichtigt ist, jedenfalls mehr Vertrauen.

Im Nachstehenden soll daher noch eine weitere Anzahl ganz neuer Ergebnisse betrachtet und mit den bisherigen verglichen werden, zu welchem

Zwecke die amerikanischen Formeln vorerst auf eine übersichtlichere Form gebracht werden müssen.

Die folgenden Zusammenstellungen enthalten eine erschöpfende Darstellung dieser wichtigen hydraulischen Verhältnisse und bieten alle nöthigen Anhaltspunkte zu einer wissenschaftlich genauen Vermessung der Wasserläufe.

§ 148 b.

Abkürzung der Humphrey-Abbot'schen Geschwindigkeitsformel.

Nach § 138 ist die bereits in einfachere Form gebrachte amerikanische Formel für die mittlere Geschwindigkeit eines Wasserlaufes (nach Grebenau)

$$v = \beta k \sqrt{r_1 \sqrt{s}} ,$$

wobei $k = 8{,}29$ für Flußquerschnitte
und $k = 7{,}71$ „ rechtwinklige Canalquerschnitte,
dagegen $\beta = 0{,}854$ „ kleine Canäle unter 1 □m. Querschnittsfläche,
$\beta = 0{,}879$ „ „ „ „ 1—5 „ „
$\beta = 0{,}889$ „ Bäche von 5—10 „ „
$\beta = 0{,}922$ „ Flüsse „ 20—400 „ „
$\beta = 0{,}945$ „ „ „ über 400 „ „

Setzt man nun in obiger Formel $\beta k = \xi$, so erhält dieselbe die zur Vergleichung mit andern Ausdrücken geeignete Form

$$v = \xi \sqrt{r_1 \sqrt{s}} ,$$

worin $\xi = 8{,}29\,\beta$ für Flußquerschnitte,
$\xi = 7{,}71\,\beta$ „ rechtwinklige Querschnitte.

Zur leichtern Benützung dieser Formel hat Nazzani in seinem vorzüglichen Werke über die Hydraulik*) die nachstehenden zwei Tabellen berechnet.

Tabelle für Flußquerschnitte.

Mittlere Geschwindigkeit v.	Werth des Coefficienten ξ bei der Tiefe des Flusses D.					
	0,40m.	0,80m.	1,50m.	2,5m.	4,0m.	8,0m.
0,30	7,05	7,13	7,30	7,30	7,38	7,46
0,50	7,21	7,38	7,46	7,55	7,63	7,71
1,00	7,55	7,63	7,63	7,71	7,80	7,88
1,50	7,63	7,71	7,80	7,80	7,88	7,96
2,00	7,71	7,80	7,88	7,88	7,96	7,96

*) Idraulica matematica e pratica dell' ingegnere J. C. Nazzani, Palermo 1877.

Tabelle für rechtwinklige Canalquerschnitte.

Mittlere Geschwindigkeit v	Werth des Coefficienten ξ bei einer Canaltiefe D von					
	0,40m.	0,80m.	1,50m.	2,50m.	4,0m.	8,0m.
0,30	6,63	6,71	6,86	6,86	6,97	7,02
0,50	6,86	6,86	6,97	7,09	7,07	7,17
1,00	7,09	7,17	7,17	7,25	7,25	7,32
1,50	7,17	7,25	7,25	7,32	7,32	7,40
2,00	7,25	7,25	7,32	7,32	7,40	7,40

§ 148 c.

Grenze der Anwendbarkeit der Humphrey-Abbot'schen Formel.

Innerhalb der Grenzen der den Versuchen zu Grunde liegenden Verhältnisse angewendet, giebt die amerikanische Geschwindigkeitsformel durchaus zuverlässige Resultate und ist daher der Gebrauch dieser Formel überall da zu empfehlen, wo

1) der Querschnitt des Wasserkörpers nicht unter 5 Quadratmeter und
2) das mittlere Gefälle nicht über 0,5 pro Mille beträgt.

§ 148 d.

Grenze der Anwendbarkeit der Bazin'schen Formeln und Coefficienten nach § 148.

Nach allen bisherigen Betrachtungen wird es nicht zulässig sein, die Humphrey-Abbot'sche Formel oder kurz die amerikanische Formel auf kleinere Canäle und für größere Gefälle anzuwenden und es drängt sich nun die Frage auf, ob denn die Darcy-Bazin'sche Formel mit den Coefficienten nach § 148 überall mit vollem Vertrauen auf Fabrikcanäle angewendet werden könne? Diese Frage muß ebenfalls mit Nein beantwortet werden. Die Versuche, welche den Bazin'schen Formeln zu Grunde liegen, sind an Canälen mit sehr kleinen Dimensionen angestellt worden und zwar hat die Breite der Canäle von 0,10 Meter bis 2,000 Meter, die Tiefe von 0,020 Meter bis 0,95 Meter, die per Secunde durchfließende Wassermenge von 0,100 bis 1,236 Cubikmeter, das Gefälle von 0,0015 bis 0,10 Meter und die mittlere Geschwindigkeit von 0,01 bis 2,66 Meter variirt.

Das Gefälle war ſomit ſehr groß und die Dimenſionen der Canalquerſchnitte im Ganzen genommen äußerſt klein, obwohl es allerdings eine große Anzahl künſtlicher Canäle mit ſo kleinen Querſchnittsdimenſionen giebt.

Die amerikaniſche Formel nimmt gar keine Rückſicht auf den Rauheitsgrad der Canalwände, was bei den großen Querſchnittsdimenſionen und dem relativ kleinen benetzten Umfang im Verein mit den kleinen Geſchwindigkeiten begreiflich erſcheint. Die Bazin'ſche Formel dagegen legt das Hauptgewicht auf die Beſchaffenheit der Canalwände, was bei dem relativ großen benetzten Umfange der experimentirten Canäle und bei der bedeutenden Geſchwindigkeit auch wieder natürlich erſcheint.

Allein die Verſuchsgrenzen beider Experimentatoren berühren ſich nicht; es bleibt eine weſentliche Lücke zwiſchen denſelben, ſo daß gerade für die wichtigern, in der Praxis vorkommenden Fälle, wo es ſich um mittlere Verhältniſſe und Dimenſionen handelt, beide Verſuchsreihen keine verläßlichen Anhaltspunkte gewähren, um die Relation zwiſchen Geſchwindigkeit, Gefälle und Querſchnittsdimenſionen eines Canales feſtſetzen zu können.

Wir werden alſo auch hier wieder auf die einfache Regel zurückgewieſen, daß man, wie die amerikaniſche, ſo auch die Bazin'ſchen Formeln und Coefficienten des § 148 nur für ſolche Verhältniſſe in Anwendung bringen darf, welche bezüglich der Querſchnittsdimenſionen, Gefälle und Geſchwindigkeiten den Verſuchsreſultaten ſelber möglichſt nahe entſprechen.

In dieſem Falle darf aber die Anwendung auch mit voller Sicherheit geſchehn.

§ 148 e.

Die Geſchwindigkeitsformel von Gaukler.*)

Im Jahre 1867 reichte Ingenieur Gaukler der Pariſer Akademie ein Memoire ein, in welchem er nach Vergleichung aller bisher vorliegenden Verſuchsreſultate zu folgenden Regeln geführt worden iſt, welche ſich auf offene Canäle mit kleinen Querſchnittsdimenſionen beziehn.

1) Wenn das Gefälle mehr als 0,7 per 1000 beträgt, ſo wird der Ablauf des Waſſers durch nachſtehende Formel ausgedrückt:

$$\sqrt{v} = \sqrt[3]{r}\,\sqrt[4]{s} \times a.$$

*) Études théoriques et pratiques sur l'écoulement et le mouvement des eaux. S. 280.

2) Wenn das Gefälle kleiner ist als 0,7 per 1000, so geht der obige Ausdruck in den folgenden über:

$$\sqrt[4]{v} = \beta \sqrt[3]{r} \sqrt[4]{s},$$

in welchen a und β zwei Coefficienten sind, welche von der Beschaffenheit der Canalwände abhängen und folgenden Werth besitzen.

	a	β
I. Aus Cement oder glatt behauenen Steinen gemauerte Canäle . . .	8,5 bis 10	8,5 bis 9
II. Canäle aus gewöhnlichem, gut ausgebnetem Mauerwerk	7,6 bis 8,5	8 bis 8,5
III. Seitenwände des Canales gemauert; Boden von Erde	6,8 bis 7,6	7,7 bis 8
IV. Canäle in Erde, ohne Wasserpflanzen	5,7 bis 6,7	7 bis 7,7
V. Canäle in Erde, mit Wasserpflanzen	5 bis 5,6	6,6 bis 7
VI. Flüsse	— —	6,4 bis 7

Die folgenden vergleichenden Zusammenstellungen directer Messungen mit den verschiedenen Formelergebnissen zeigen, bis zu welchem Grade die Gaukler'schen Formeln der Wirklichkeit entsprechen.

Da die beiden obigen Ausdrücke hinsichtlich r und s gleichlauten, so wären die erhaltenen mittlern Geschwindigkeiten für die kleinern Gefälle die Quadrate derjenigen für die größern Gefälle.

In Wirklichkeit kann dieser wahrscheinlich vorhandene Uebergang des einen Bewegungsgesetzes in das andere jedenfalls nicht in so enge Grenzen eingeschlossen sein und es ist daher leicht herauszufühlen, daß mit den obigen Ausdrücken noch durchaus keine allgemein gültige Regel gefunden ist.

Dies ist unzweifelhaft, daß die Rauheit der Canalwände bei kleinen Canälen einen großen, bei großen Canälen aber einen kleinen Einfluß auf die Geschwindigkeit des Wasserdurchflusses ausübt, und wahrscheinlich wird für jede andere Querschnittsdimension die Grenze des Ueberganges von einem Bewegungsgesetz ins andere an einer andern Stelle (bei einer andern mittlern Geschwindigkeit) liegen, während gleichzeitig die beiden obigen Formeln auch noch nicht die wirkliche Aenderung in der Bewegung des Wassers ausdrücken werden. —

§ 148.

Die Geschwindigkeitsformel von Ganguillet und Kutter.

Gestützt auf Versuche, welche Ingenieur Kutter*) mit Canälen von 3 bis 23 % Gefälle angestellt hat, fand derselbe die amerikanische Formel für größere Gefälle unbrauchbar und veranlaßt durch Erwägungen wie diejenigen am Schlusse des vorigen Paragraphen leitete derselbe folgende Relationen ab:

$$\frac{1}{a+\frac{\beta}{r}} = \frac{1}{a} - \frac{\frac{\beta}{a^2}}{r+\frac{\beta}{a}}; \quad \text{wobei} \quad \frac{1}{a} = m_1; \quad \frac{\beta}{a} = n_1.$$

$$v = \sqrt{rs\left(m_1 - \frac{m_1 n_1}{r+n_1}\right)}.$$

Dabei ist m_1 constant und $= 100$, während der Werth von n_1 von dem Rauheitsgrad der Canalwände abhängt und 12 verschiedene Werthe erhält, deren erster I. den Canälen aus glatt gehobelten Brettern oder feinem Cement entspricht, während der XII. für Flußbetten mit großen Steinen gültig ist.

Die zwischen I. und XII. liegenden Werthe von n_1 nehmen stufenweise zu, je mehr sich die Beschaffenheit des Canales dem rauhen Flußbett nähert.

Folgende Zusammenstellung enthält die 12 verschiedenen Werthe von n.

Typus	I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.	VIII.	IX.	X.	XI.	XII.
Werth von n_1	0,12	0,15	0,20	0,27	0,35	0,45	0,56	0,72	0,93	1,22	1,67	2,44

§ 148g.

Vergleichung der Ergebnisse der sämmtlichen neuen Geschwindigkeitsformeln unter einander und mit directen Vermessungen.

Faßt man nach Nazzani**) die sämmtlichen neuen Formeln unter dem einheitlichen Ausdrucke zusammen

$$v = x\sqrt{rs};$$

*) Die neuen Formeln über die Bewegung des Wassers ꝛc. von Kutter. Wien 1871.

**) Idraulica matematica e pratica par J. C. Nazzani. Palermo 1876.

d. h. verwandelt man alle die verschiedenartigen Ausdrücke in den obigen, so erhält der Coefficient x dieses einfachen Ausdruckes für jede der verschiedenen Formeln einen andern Werth und es ist alsdann eine übersichtliche Vergleichung ihrer Resultate möglich, welche die nachfolgende Tabelle enthält:

Ort oder Paragraph, in welchem die Formel aufgeführt ist	Formel für die mittlere Geschwindigkeit	Werth des Coefficienten x in dem allgemeinen Ausdruck $v = x\sqrt{rs}$.
§ 148.	Bazin'sche Formel: $\frac{RI}{U^2} = a + \frac{\beta}{R}$ lautet mit den neuen Bezeichnungen des § 120 $\frac{rs}{v^2} = a + \frac{\beta}{r}$; für welche wird:	$x = \frac{1}{\sqrt{a + \frac{\beta}{r}}}$;
§ 148b.	Abgekürzte Humphrey-Abbot'sche Formel: $v = \sqrt{r_1\sqrt{s}}$; für welche wird:	$x = \frac{\xi}{\sqrt[4]{s}}$;
§ 148c.	Gaukler'sche Formel für Gefälle größer 0,0007: $\sqrt{v} = \sqrt[3]{r}\sqrt[4]{s} \times a$; für welche ist:	$x = a^2\sqrt[6]{r}$;
§ 148e.	Gaukler'sche Formel für Gefälle kleiner als 0,0007: $\sqrt[4]{v} = \beta\sqrt[3]{r}\sqrt[4]{s}$; für welche ist:	$x = \beta^4\sqrt[6]{r^5}\sqrt{s}$;
§ 148f.	Ganguillet-Kutter'sche Formel für Gefälle größer als 0,0005: $v = \sqrt{rs\left(m_1 - \frac{m_1 n_1}{r + n_1}\right)}$ für welche ist:	$x = m_1 - \frac{m_1 n_1}{\sqrt{r} + n_1}$;

Ort oder Paragraph, in welchem die Formel aufgeführt ist	Formel für die mittlere Geschwindigkeit	Werth des Coefficienten x in dem allgemeinen Ausdruck $v = x\sqrt{rs}$.
§ 148h.	**Allgemein gültige Formel** von Ganguillet und Kutter: $v = x\sqrt{rs}$; für welche ist: Diese Formel, auf der Zusammenfassung aller bisherigen Ergebnisse beruhend, giebt für Canäle und Flüsse aller Dimensionen zuverlässige Resultate. Siehe § 148h.	$x = \dfrac{23 + \dfrac{0{,}00155}{s} + \dfrac{1}{\beta}}{1 + \dfrac{\beta}{\sqrt{r}}\left(23 + \dfrac{0{,}00155}{s}\right)}$.

Es folgen nun eine Reihe von Tabellen, in welchen die Coefficienten x der vorstehenden Formeln für die am meisten vorkommenden Verhältnisse berechnet sind; nebst einer allgemeinen Vergleichstabelle Seite 272 der verschiedenen Formel-Ergebnisse mit einer Reihe directer Vermessungen von bekannten Flüssen und Canälen aller möglichen Dimensionen und mit den verschiedenartigsten Gefällen.

Die drei letzten Colonnen der Tabelle Seite 272 und folgende geben an, wie viele Einheiten am Ende des Rauheitscoefficienten der betreffenden Classe (I., II. u. s. w.) abgezogen oder hinzugezählt werden müssen, damit die aus den gegebenen Daten berechneten Coefficienten x den aus den Beobachtungen abgeleiteten Werthen entsprechen. Diese Colonnen enthalten also die Abweichungen zwischen dem Ergebniß der Formeln und der Wirklichkeit. —

Werth des Coefficienten x in der Formel von Bazin

$$v = x\sqrt{rs} \quad \text{und} \quad x = \sqrt{\frac{1}{a + \frac{\beta}{r}}};$$

wobei a und β die Coefficientenwerthe für die 5 verschiedenen mehr oder weniger glatten Canalwände sind, und zwar nach §. 148.

r	I.	II.	III.	IV.	V.
	x	x	x	x	x
0	0	0	0	0	0,
0,01	40,8	25,7	12,6	5,3	3,8
0,03	57,7	39,7	21,1	9,2	6,5
0,05	64,6	46,8	26,4	11,7	8,3
0,07	68,3	51,3	30,2	13,8	9,8
0,10	71,6	55,6	34,5	16,3	11,6
0,15	74,5	59,9	39,5	19,6	14,0
0,20	76,1	62,4	43,0	22,2	16,0
0,30	77,9	65,3	47,7	26,3	19,1
0,40	78,8	66,9	50,6	29,4	21,6
0,50	79,3	67,9	52,7	31,9	23,6
0,60	79,7	68,7	54,2	34,0	25,3
0,70	80,0	69,2	55,4	35,8	26,7
0,80	80,2	69,6	56,3	37,3	28,0
0,90	80,3	69,9	57,1	38,7	29,1
1,00	80,4	70,1	57,7	39,8	30,1
2,00				46,9	36,5
3,00				50,2	39,7
4,00				52,2	41,7
5,00				53,5	43,0
6,00				54,4	44,0
7,00				55,0	44,7
8,00				55,5	45,3
9,00				56,0	45,7
16,00				57,5	47,5
25,00				58,0	48,3
unendlich	81,65	72,55	64,55	59,76	50,0
	$a=0{,}00015$ $\beta=0{,}0000045$	$a=0{,}00019$ $\beta=0{,}0000133$	$a=0{,}00024$ $\beta=0{,}00006$	$a=0{,}00028$ $\beta=0{,}00035$	$a=0{,}0004$ $\beta=0{,}0007$
	Ganz glatte Wände aus Cement oder gehobelten Brettern.	Glatte Wände aus behauenen Steinen, Beton u. dgl.	Wenig glatte Wände aus gewöhnlichem Mauerwerk	In Erde gegrabene Canäle.	Flüsse oder Canäle in Kiesgrund.

Werth des Coefficienten x in der Formel von Gaukler

für Gefälle größer als 0,0007

$$v = x\sqrt{r.s}; \quad \text{und} \quad x = a^2\sqrt[6]{r},$$

wobei a den Coefficientenwerth für die 5 verschiedenen Arten von Canalwänden bezeichnet.

r	I.	II.	III.	IV.	V.	VI.
	x	x	x	x	x	x
0	0	0	0	0	0	0
0,01	46,4	33,5	26,8	21,5	15,1	11,6
0,03	55,7	40,0	32,2	25,8	18,1	13,9
0,05	60,7	43,7	35,1	28,1	19,7	15,2
0,07	64,2	46,4	37,1	29,7	20,7	16,0
0,10	68,1	49,2	39,3	31,4	22,1	17,0
0,15	72,9	52,7	42,1	33,7	23,7	18,2
0,20	76,5	55,3	44,2	35,4	24,8	19,1
0,30	81,8	59,1	47,2	37,8	26,6	20,4
0,40	85,8	62,0	49,6	39,7	27,9	21,4
0,50	89,1	64,4	51,4	41,2	28,9	22,3
0,60	91,8	66,3	53,1	42,5	29,9	22,9
0,70	94,2	68,1	54,3	43,5	30,5	23,5
0,80	96,3	69,6	55,5	44,5	31,2	24,1
0,90	98,3	71,0	56,6	45,4	31,8	24,6
1,00	100,0	72,2	57,8	46,2	32,5	25,0
2,00				51,8	37,4	28,0
3,00				55,5	39,0	30,0
4,00				58,3	40,9	31,5
5,00				60,6	42,5	32,7
6,00				62,4	43,8	33,7
7,00				63,8	44,8	34,6
8,00				65,4	45,9	35,3
9,00				66,6	46,8	36,0
16,00				73,4	51,6	39,7
25,00				79,1	55,6	42,7
	a = 9,2	a = 8,05	a = 7,2	a = 6,2	a = 5,6	a = 5
	Canäle aus behauenen Steinen oder Cement.	Canäle aus gewöhnlichem gut ausgeführtem Mauerwerk.	Seitenwände gemauert; Boden aus Erde.	Canäle in Erde; ohne Rasen oder Wasserpflanzen	Canäle in Erde; mit Wasserpflanzen.	Flüsse.

Werth des Coefficienten x in der Formel von Ganguillet und Kutter für Gefälle über 0,0005.

$$v = x\sqrt{r \cdot s}, \quad \text{oder} \quad x = m - \frac{m \cdot n}{\sqrt{r} + n},$$

wobei m = 100 und n = die Coefficientenwerthe für die 12 verschiedenen Rauheits-Grade der Canalwände sind.

r	I.	II.	III.	IV.	V.	VI.	VII.	VIII.	IX.	X.	XI.	XII.
	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,01	45,5	40,0	33,3	27,0	22,2	18,2	15,2	12,2	9,7	7,6	5,6	3,9
0,03	59,0	53,6	46,4	39,0	33,1	27,8	23,6	19,4	15,7	12,4	9,4	6,6
0,05	65,1	59,9	52,9	45,3	39,0	33,2	28,6	23,7	19,4	15,5	11,8	8,4
0,07	68,8	63,9	57,0	49,5	43,1	37,1	32,1	26,9	22,2	17,8	13,7	9,8
0,10	72,5	67,8	61,2	53,9	47,5	41,3	36,1	30,5	25,4	20,6	15,9	11,5
0,15	76,3	72,0	65,9	58,9	52,5	46,2	40,9	35,0	29,4	24,1	18,9	13,7
0,20	78,8	74,9	69,0	62,3	56,1	49,8	44,4	38,3	32,4	26,8	21,1	15,5
0,30	82,0	78,5	73,2	67,0	61,0	54,9	49,5	43,2	37,1	31,0	24,7	18,4
0,40	84,0	80,8	76,0	70,1	64,4	58,4	53,0	46,7	40,4	34,1	27,5	20,6
0,50	85,5	82,5	77,9	72,4	66,9	61,1	55,8	49,4	43,2	36,7	29,7	22,5
0,60	86,6	83,8	79,5	74,2	68,9	63,3	58,1	51,8	45,5	38,9	31,7	24,1
0,70	87,5	84,8	80,7	75,6	70,5	65,1	59,9	53,8	47,4	40,7	33,4	25,5
0,80	88,2	85,6	81,7	76,8	71,9	66,5	61,5	55,4	49,0	42,3	34,9	26,8
0,90	88,8	86,4	82,6	77,9	73,0	67,8	62,9	56,9	50,5	43,8	36,2	28,0
1,00	89,3	87,0	83,3	78,7	74,0	69,0	64,0	58,2	51,8	45,0	37,5	29,1
2,00									60,3	53,7	45,9	37,7
3,00									65,0	58,7	50,9	41,5
4,00									68,3	62,1	54,5	45,0
5,00									70,6	64,8	57,3	47,8
6,00									72,5	66,8	59,5	50,1
7,00									74,0	68,5	61,3	52,0
8,00									75,2	69,9	62,9	53,7
9,00									76,3	71,1	64,2	55,1
16,00									81,3	76,6	70,6	62,1
25,00									84,3	80,0	75,0	67,2
∞	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	n = 0,12	n = 0,15	n = 0,20	n = 0,27	n = 0,35	n = 0,45	n = 0,56	n = 0,72	n = 0,93	n = 1,22	n = 1,67	n = 2,44
	Canäle mit sehr glatten Wänden in Holz oder Cement.	10 verschiedene Rauheitsgrade zwischen den beiden angeführten liegend und zwar stufenförmig abnehmend in der Rauheit vom groben Kies bis zu den ganz glatten Canalwänden.										Flüsse mit grobem Kies.

Werth des Coefficienten x in der

$$v = x\sqrt{r \cdot s}$$

für größere Flüſſe mit kleinem Gefälle

s	r = 0,40				r = 0,80				r = 1,50			
	v = 0,3	v = 0,5	v = 1	v = 2	v = 0,3	v = 0,5	v = 1	v = 2	v = 0,3	v = 0,5	v = 1	v = 2
0,0000035	115,5	118	123,5	126,7	117,5	121,8	125,9	128,7	119,4	122,1	124,8	128,9
0,000004	111,4	114	119,3	121,8	112,7	116,7	120,6	123,3	115,3	117,9	120,6	124,5
0,000006	100,6	103	107,8	110,1	101,8	105,4	108,9	111,4	104,2	106,5	108,9	112,1
0,000008	93,7	95,8	100,3	102,4	94,6	97,9	101,1	103,4	97,0	99,1	101,3	104,6
0,00001	88,7	90,7	94,9	96,9	89,6	92,8	95,9	98,0	91,8	93,8	95,9	99,0
0,00002	74,3	76,1	79,6	81,3	75,2	77,9	80,5	82,3	77,1	78,8	80,5	83,2
0,00003	67,5	69,0	72,2	73,7	68,1	70,5	72,8	74,5	69,7	71,2	72,8	75,2
0,00004	62,4	63,8	66,8	68,2	63,1	65,3	67,5	70,0	64,6	66,0	67,5	69,7
0,00005	59,2	60,6	63,4	64,8	59,9	62,0	64,0	65,5	61,3	62,7	64,1	66,2
0,00006	56,6	57,9	60,9	61,9	57,3	59,3	61,3	62,6	58,6	59,9	61,2	63,2
0,00007	54,3	55,5	58,1	59,5	54,9	56,8	58,7	60,0	56,2	57,4	58,7	60,6
0,00008	52,7	53,9	56,4	57,6	53,2	55,1	56,9	58,2	54,5	55,7	56,9	58,8
0,00009	51,1	52,3	54,7	55,9	51,8	53,6	55,4	56,6	53,0	54,2	55,4	57,2
0,00010	49,9	51,0	53,3	54,5	50,4	52,2	53,9	55,1	51,6	52,7	53,8	55,6
0,0002	42,2	43,2	45,2	46,1	42,7	44,2	45,6	47,7	43,7	44,7	45,7	47,2
0,0003	37,7	38,6	40,4	41,2	38,1	39,5	40,8	41,7	39,0	39,9	40,8	42,1
0,0004	35,6	36,4	38,1	38,9	35,9	37,2	38,4	39,3	36,9	37,7	38,5	39,8
0,0005	33,3	34,1	35,7	36,4	33,7	34,9	36,0	36,9	34,5	35,3	36,1	37,2

abgekürzten Humphrey-Abbot'schen Formel

oder $x = \frac{\xi}{\sqrt[4]{s}}$

unter 0,0005; für welche $r_1 = \frac{r}{2} = \frac{D}{2}$.

r = 2,5				r = 4,0				r = 8,0			
v = 0,3	v = 0,5	v = 1	v = 2	v = 0,3	v = 0,5	v = 1	v = 2	v = 0,3	v = 0,5	v = 1	v = 2
119,4	123,6	126,1	128,9	120,7	124,9	127,5	130,2	122	126,2	128,9	130,2
115,2	119,3	121,7	124,4	116,6	120,6	123,1	125,7	117,8	121,9	124,5	125,8
104,1	107,8	110,0	112,4	105,4	109,0	111,2	113,6	106,4	110,1	112,4	113,6
96,9	100,3	102,4	104,6	97,8	101,3	103,3	105,6	99	102,4	104,6	105,6
91,8	95,0	96,9	99,1	93,8	96,0	97,9	100,1	93,8	97	99,1	100,1
77,0	79,8	81,3	83,1	77,9	80,6	82,3	84,0	78,7	81,4	83,2	84,0
69,7	72,1	73,6	75,2	70,5	72,9	74,3	76,0	71,8	73,6	75,2	75,9
64,6	66,8	68,2	69,7	65,2	67,5	68,9	70,4	65,9	68,2	69,7	70,4
61,4	63,5	64,8	66,2	61,9	64,1	65,4	66,8	62,6	64,8	66,2	66,8
58,7	61,0	62,2	63,6	59,2	61,3	62,5	63,9	59,8	61,9	63,2	63,9
56,2	58,1	59,3	60,6	56,7	58,7	59,9	61,2	57,4	59,4	60,7	61,3
54,5	56,4	57,5	58,8	55,1	57,0	58,2	59,4	55,7	57,6	58,8	59,4
53,0	54,8	55,9	57,1	53,5	55,4	56,5	57,7	54,1	56,0	57,2	57,8
51,6	53,4	54,5	55,7	52,1	53,9	55,0	56,2	52,7	54,3	55,7	56,6
43,7	45,2	46,1	47,1	44,2	45,7	46,6	47,6	44,6	46,2	47,2	47,6
39,0	40,4	41,2	42,1	39,4	40,8	41,6	42,5	39,9	41,3	42,2	42,6
36,9	38,1	38,9	39,7	37,2	38,5	39,3	40,1	37,6	38,9	39,7	40,1
34,6	35,8	36,5	37,3	34,9	36,1	36,8	37,6	35,3	36,5	37,3	37,6

Vergleichung der Formel-Ergebnisse
bei den neuen Formeln über die mittlere

Nr.	Name, Querschnittsform und Rauheitsgrad der vermessenen Canäle und Flüsse.	Mittlerer Hauptradius r	Gefälle per Meter s
	Canäle im Canton Bern, Schweiz.		
1	Gartenbach halbkreisförmig gemauert, aber baufällig	0,100	0,04400
2	Grinnbach " " " "	0,140	0,09927
3	Gerbebach " " " "	0,059	0,16800
4	Alpbach " " sehr "	0,220	0,02740
	Regelmäßige Canäle und Flüsse ohne Steine, aber mit Niederschlägen von feinem Kiese und Sand.		
5	Canal von Marseille; runder Querschnitt; in Erde	0,875	0,000430
6	Linth-Canal, Schweiz; trapezförmiger Querschnitt	2,400	0,000340
7	Chesapeake, Ohio	1,122	0,000698
8	Lauter-Canal	0,554	0,000664
9	Hübengraben	0,179	0,001300
10	Hokenbach	0,266	0,0007875
11	Speierbach	0,446	0,0006667
12	Mississippi	20,000	0,0006667
13	Bajou-Plaquemine, Nebenfluß des Mississippi .	5,130	0,000170
14	" La Fourche " " " .	4,000	0,000040
15	Ohio-River " " " .	2,048	0,000093
16	Tiber in Rom	2,883	0,000130
17	Newka	5,309	0,0000150
18	Newa	10,796	0,0000140
19	Weser, Schwarz	2,900	0,000200
20	Elbe	3,325	0,000310
21	Rhein in Holland (ein Zweig davon) . . .	3,800	0,000150
22	Seine in Paris	3,700	0,000137
23	" in Poissy	4,100	0,000070
24	Saue	3,600	0,000040

mit den directen Vermessungen;
Geschwindigkeit von Bazin, Gaukler und Kutter.

Breite des Oberwasserspiegels W	Tiefe D	Werth des Coefficienten x		
		Bazin	Gaukler	Kutter
1,70	0,18	III + 10	II max. — 4	V — 1 bis 3
2,60	0,25	III + 2 bis — 3	III max. — 3 bis 4	VII — 0 bis — 2
1,14	0,09	III	III max.	VII — 2
2,50	0,36	III — 12	IV max. — 4	IX — 2
6,00	1,35	IV + 1½	V max. + 8	X — 3½
37,5	3,30	IV + 3	V max. + 14	XI + 6 bis 2
6,90	2,40	IV — 10	V max. — 2	XII + 1
9,00	0,55	IV + ½	V max. + 4	XI + 2½
1,48	0,24	IV + 7	V max. + 4	X + 2
3,40	0,35	IV + 6	V max. + 4½	X + 1
5,00	0,60	IV + 1½	V max. + 4	X — 3
760,00	35,00	IV + 25	V max. + 30	X
84,00	7,80	IV — 8	V max. + 4	XII — 2
67,00	7,20	IV + 16	V max. + 26	IX
325,00	2,40	IV + 8	V max. + 20	X + 1
73,00	4,50	IV + 3	V max. + 15	XI + 3
270,00	6,40	IV + 16	V max. + 27	IX — 1
370,00	16,00	IV + 26	V max. + 37	IX + 5
120,00	3,00	IV + 2	V max. + 15	XI
96,00	3,30	IV — 7	V max. + 4	XII
400,00	4,50	IV	V max. + 11	XI
—	—	IV	V max. + 12	XI
—	—	IV	V max. + 10	XI + 2 bis — 7
—	—	IV	V max. + 10	XI — 3

Nr.	Name, Querschnittsform und Rauheitsgrad der vermessenen Canäle und Flüsse.	Mittlerer Radius r	Gefälle per Meter s
	Regelmäßige Flüsse mit Steinen und Kies.		
25	Rhein bei Germersheim, feiner Kies	3,308	0,000247
26	Rhein bei Speier „ „	2,964	0,0001120
27	Rhein bei Basel grober „	2,100	0,001218
28	Lech, grober Kies	0,960	0,00115
29	Saalach „ „	0,422	0,00110
30	Salzach „ „	1,260	0,00120
31	Isar „ „	1,200	0,00250
32	Simme bei Leuk, große Kiesel und Steine . .	0,500	0,01050
33	Escher-Canal	1,240	0,00300
34	Rhein im Domletschgerthal, Schweiz . . .	0,600	0,00750
	Einige von Darcy-Bazin's künstlichen Canälen.		
35	Versuch Nr. 28. Querschnitt rechtwinklig, aus glatt gehobelten Brettern .	0,022	0,004892
36	„ „ 29. dgl.	0,016	0,01523
37	„ „ 24. Querschnitt halbkreisförmig, aus reinem Cement . . .	0,250	0,001424
38	„ „ 2. Querschnitt rechtwinklig, aus reinem Cement	0,150	0,00506
39	„ „ 25. Querschnitt halbkreisförmig, Cement mit 1,3 Sand . .	0,260	0,00138
40	Versuch Nr. 26. Querschnitt halbkreisförmig, aus nicht gehobelten Brettern	0,280	0,001522
41	„ „ 21. Querschnitt Trapez 45°, aus nicht gehobelten Brettern . .	0,250	0,001521
42	„ „ 22. dgl.	0,200	0,004875
43	„ „ 23. Dreieckiger Querschnitt 45°, aus nicht gehobelten Brettern	0,200	0,004655
44	„ „ 6. Rechtwinkliger Querschnitt, aus nicht gehobelten Brettern . .	0,200	0,002213
45	„ „ 7. dgl.	0,160	0,004888

Breite des Oberwasserspiegels W	Tiefe D	Werth des Coefficienten x		
		Bazin	Gaukler	Kutter
228,17	—	IV + 3	V max. + 14	XI + 2
439,00	2,96	IV — 2	V max. + 10	XI — 2
201,20	2,78	IV — 9	V max. + 2	XII + 1
48,0	1,13	IV + 5½	V max. + 13	X + ½
20,7	0,65	IV + 2	V max. + 5	XI + 3
115,0	3,60	IV — 7	V max.	XII + 2
50,0	1,35	IV — 1	V max. + 3	XI + 1½
—	—	IV — 7	V min. + 2	XII + 2
22,0	1,50	IV — 7	V max. + 1½	XII + 4
5,00	0,75	IV + 2 bis — 9	V max.	XI + 3 bis — 9
0,10	0,042	I — 0 bis 3	I max. + 4 bis 0	II
0,10	0,024	I + 5	I max. + 3	I + 2
1,00	0,450	I + 1 bis 9	I max. + 4	I + 1 bis 4
1,81	0,180	I — 2	I max.	II + 3 bis 0
1,00	0,490	I — 4 bis + 4	I max — 2	II — 2 bis + 3
1,10	0,49	II + 3 bis 6	I max. — 9 bis 11	III — 3 bis 2
1,40	0,38	II	I min. + 7 bis 6	IV + 3 bis — 2
1,30	0,30	II + 4	I max. — 9 bis 11	III — 3
1,30	0,57	II + 4	I max. — 8 bis 11	III — 2
1,99	0,26	II — 4 bis 2	I min. + 3 bis 5	IV — 3 bis 2
1,99	0,19	II + 2	I min. + 9	III + 3 bis 4

Nr.	Name, Querſchnittsform und Rauheitsgrad der vermeſſenen Canäle und Flüſſe.	Mittlerer Radius r	Gefälle per Meter s
46	Verſuch Nr. 8. Rechtwinkliger Querſchnitt, aus nicht gehobelten Brettern . .	0,140	0,008162
47	„ „ 9. dgl.	0,220	0,001467
48	„ „ 10. „	0,140	0,005874
49	„ „ 11. „	0,130	0,008380
50	„ „ 18. „	0,200	0,004598
51	„ „ 19. „	0,150	0,004273
52	„ „ 20. „	0,100	0,005982
53	Verſuch Nr. 27. Querſchnitt halbkreisförmig, mit Kies von 1½ bis 2 Centimeter Durchmeſſer	0,230	0,001364
54	„ „ 4. Rechtwinkliger Querſchnitt, ſonſt wie oben	0,200	0,00497
55	„ „ 5. Rechtwinkliger Querſchnitt, mit Kieſeln von 3 bis 4 Centimeter Durchmeſſer	0,220	—
56	„ „ 12. Rechtwinkliger Querſchnitt, mit kleinen Holzleiſten benagelt in Abſtänden von 1 Centimeter, um künſtliche Rauheit hervorzubringen	0,230	0,001467
57	„ „ 13. Wie oben	0,170	0,005966
58	„ „ 14. dgl.	0,150	0,008861
59	„ „ 15. Wie oben, aber Abſtand der Leiſten 50 Centimeter . . .	0,290	0,001467
60	„ „ 16. dgl.	0,210	0,005997
61	„ „ 17. dgl.	0,190	0,008861

Breite des Oberwasserspiegels W	Tiefe D	Werth des Coefficienten x		
		Bazin	Gaukler	Kutter
1,99	0,16	II + 5 bis 4	I min. + 11	III — 0 bis 2
1,99	0,28	II — 4½ — 1½	I min. + 2 bis 8	IV — 3 bis 0
1,99	0,17	II + 4	I min. + 8 bis 11	III — 1 bis 2
1,99	0,15	II + 7 bis 5	I min. + 12	III + 2 bis — 2
1,20	0,28	II + 4 bis 3	I min. + 11 bis 10	III — 1 bis 4
0,80	0,25	II + 0 bis 2	I min. + 7 bis 9	IV + 2
0,48	0,19	II	I min. + 6 bis 7	IV + 1 bis 2
1,00	0,41	III + 4 bis 0	II min. + 2 bis 0	VII + 3 bis 2
1,83	0,26	III + 2 bis — 1	III max. — 2 bis 1	VII — 0 bis 2½
1,80	0,30	III — 8	IV max. — 5 bis + 1	VIII — 3 bis 4
1,96	0,31	III + 9 bis 7	II max. — 6 bis 5	VI + 2 bis — 1
1,96	0,20	III + 10 bis 8	II max. — 5	VI + 3 bis 0
1,96	0,18	III + 10 bis 7	II max. — 5	VI + 3 bis 0
1,96	0,40	III — 9 bis 11	IV max. — 2 bis 0	IX + 3 bis — 1
1,96	0,27	III — 6 bis 11	IV max. — 3 bis 2	IX + 3 bis — 1
1,96	0,24	III — 7 bis 11	IV max. — 3	IX + 3 bis — 1

§ 155.

Die allgemein gültige Geschwindigkeitsformel von Ganguillet und Kutter.

Aus dem bisher betrachteten, ziemlich umfangreichen Materiale über die Relation zwischen Querschnittsdimensionen, Gefälle und mittlerer Geschwindigkeit eines Wasserlaufes geht hervor, daß zwar eine jede der betrachteten neuen Formeln, am richtigen Platze angewendet, gute Resultate ergiebt, daß aber keine davon allgemeine Gültigkeit besitzt.

Dieß ist nun für den Praktiker ein ziemlich fatales Ergebniß. Man hat in der Praxis in der Regel weder Zeit noch Lust, in einem umfangreichen Materiale herumzublättern, sich unter einer ganzen Reihe von Formeln zu orientiren, um dann mit vieler Mühe zu finden, welche von denselben für einen gegebenen speziellen Fall die richtigsten Resultate liefert.

Und selbst in dem Falle, daß die betreffende Formel etwas weitläufigerer Natur sein sollte, wird der Praktiker immerhin einen allgemein, d. h. für alle Fälle gültigen Ausdruck jedem andern vorziehen.

Das zur Verfügung stehende nummerische Material zur Lösung dieser Frage ist nun bereits so reichhaltig und zuverlässiger Natur, daß man unwillkürlich nach der Richtung hingelenkt wird, nach welcher eine Vervollständigung der bisherigen Formeln möglich und nothwendig ist; um die so wichtige Angelegenheit dem Abschlusse nahe zu bringen. Betrachtet man die Werthe der Coefficienten x der verschiedenen Formeln § 148g, so findet man leicht, wie in derjenigen von Bazin die Beschaffenheit der Canalwände und der Werth von r besonders maßgebend ist. In der Gaukler'schen Formel für Gefälle über 0,0007 ist der Coefficient x ebenfalls abhängig vom mittlern Radius r und vom Rauheitsgrade a. In der Humphrey-Abbot'schen Formel dagegen ist x unabhängig von r, dagegen nur abhängig vom Gefälle s.

Dasselbe gilt von einer Formel von Hagen, die hier nicht aufgeführt worden ist. Eine ebenfalls nicht aufgeführte Formel von Bornemann giebt x als abhängig vom Radius r, vom Gefälle s und vom Rauheitsgrade der Canalwände. Und doch giebt jede von allen diesen Formeln gute Resultate, wenn man sie innerhalb der den Versuchen zu Grunde liegenden Verhältnisse anwendet.

In der Gaukler'schen Formel wird für $r = \infty$ (unendlich) auch $x = \infty$.

Die Bazin'sche Formel giebt für $r = 0$ auch $x = 0$ und für $r = \infty$ $x = \sqrt{\frac{1}{a}}$.

Es geht daraus hervor, daß weder die eine, noch die andere Formel ganz richtig sein wird, und es haben in Verfolgung dieser Anschauungsweise die beiden Ingenieure Ganguillet und Kutter eine neue Formel abgeleitet, wobei folgende Momente berücksichtigt worden sind.

1) Bei gleichbleibendem Werthe von Gefälle und Rauheitsgrad ist der Werth des Coefficienten x abhängig vom Radius r, und zwar wächst er mit dem Letztern, obwohl um so weniger, je größer r überhaupt ist.
2) Bei gleichbleibendem Werthe von r und s nimmt der Coefficient x mit der Zunahme der Rauheit ab; jedoch in der Weise, daß bei großen Flüssen mit nicht sehr rauhen Wänden (Erde oder gemauert) und mit kleinen Gefällen (unter 0,03 per 1000) der Rauheitsgrad aufhört, einen Einfluß auf den Werth von x auszuüben.
3) Bei gleichbleibendem Werthe von r und des Rauheitsgrades nimmt x mit dem Gefälle zu, so lange r nicht größer ist als 1; dagegen ab, sobald r größer wird als 1.

   Für Gefälle über 0,0005 kann x als constant betrachtet werden, so lange r und Rauheitsgrad gleich bleibt.

   So sind z. B. die Coefficienten für $s = 0{,}0005$ und 0,001 nur äußerst wenig differirend.
4) Der Werth von x ist, wenn auch in sehr unbedeutendem Grade, abhängig von der Form des Querschnittes und der Oberflächenbreite des Canales.

Gestützt auf diese Thatsachen und unter Berücksichtigung aller bis jetzt bekannten Vermessungen von Canälen und Versuchsresultaten haben die Ingenieure Ganguillet und Kutter nachstehende allgemein gültige Formel für die mittlere Geschwindigkeit abgeleitet:

$$v = x\sqrt{rs}\,; \qquad x = \frac{Z}{1 + \frac{Y}{\sqrt{r}}}\,;$$

wobei

$$Z = 23 + \frac{1}{\beta} + \frac{0{,}00155}{s}\,; \quad \text{und} \quad Y = \beta\left(23 + \frac{0{,}00155}{s}\right)\,;$$

β ist in diesen Ausdrücken der Rauheitscoefficient, dessen Werth unten für die verschiedenen Canalarten angegeben ist.

Der Werth von x ergiebt sich aus dem Obigen zu

$$x = \frac{23 + \frac{0{,}00155}{s} + \frac{1}{\beta}}{1 + \frac{\beta}{\sqrt{r}}\left(23 + \frac{0{,}00155}{s}\right)}\,;$$

Werthe von β.

I. Canäle aus glatt gehobelten Brettern oder reinem Cement . . . . . $\beta = 0{,}010$.
II. Canäle aus ungehobelten Brettern . . . . . $\beta = 0{,}012$.
III. Canäle aus behauenen Steinen oder ganz glattem Mauerwerk . . . . . $\beta = 0{,}013$.
IV. Canäle aus unbehauenen Steinen . . . . . $\beta = 0{,}017$.
V. Canäle in Erde, Thon, ohne Steine; Flüsse mit regelmäßigem Bett, ohne Steine und Wasserpflanzen . . . . . $\beta = 0{,}025$.
VI. Etwas unregelmäßige Canäle mit Steinen und Wasserpflanzen . . . . . $\beta = 0{,}030$.
VII. Sehr unregelmäßige Flüsse mit großen Steinen und Kies nebst Wasserpflanzen . . . . . $\beta = 0{,}035$.

Die obige Formel ergiebt für Canäle aller Dimensionen gute Resultate und es folgen nachstehend einige Tabellen über die Werthe des Coefficienten x für die am meisten in der Praxis vorkommenden Fälle; ferner eine Zusammenstellung direct vermessener Canäle nebst den aus den Beobachtungen ermittelten Werthen des Rauheitscoefficienten β, so daß man sich behufs Bestimmung dieses Letztern für einen gegebenen Fall dieser Tabelle als Anhaltspunkt bedienen kann. —

§ 156.

Directe Vermessung von Canälen und aus den Beobachtungen abgeleitete Werthe der Coefficienten β für die allgemeine Geschwindigkeitsformel von Ganguillet-Kutter.

$$x = \frac{23 + \frac{0{,}00155}{s} + \frac{1}{\beta}}{1 + \frac{\beta}{\sqrt{r}}\left(23 + \frac{0{,}00155}{s}\right)}.$$

Nr.	Canäle an welchen die Beobachtungen gemacht worden sind	Mittlere beobachtete Werthe				
		Mittlerer Radius r	Gefälle s	Breite an der Oberfläche W	Tiefe D	Werth von β
1	Gontenbachschale, neu gemauert in Halbkreisform	0,10	0,440	1,7	0,18	0,0145
2	Alp-Bach-Schale, dgl., aber etwas verfallen	0,220	0,274	2,5	0,36	0,0230
3	Linth-Canal	2,40	0,0034	37,5	3,30	0,0222

Nr.	Canäle an welchen die Beobachtungen gemacht worden sind	Mittlere beobachtete Werthe: Mittlerer Radius r	Gefälle s	Breite an der Oberfläche W	Tiefe D	Werth von β
4	Canal von Marseille	0,875	0,00043	6,00	1,85	0,0244
5	Speierbach	0,446	0,00667	5,00	0,60	0,0260
6	Hüben-Graben	0,179	0,00130	1,48	0,24	0,0237
7	Hokenbach	0,266	0,00787	3,40	0,35	0,0243
8	Mississippi	20,000	0,000667	760,0	5,00	0,0270
9	Bajou Plaquemine } Nebenflüsse des	5,130	0,000170	84,0	7,80	0,0294
10	Bajou La Fourche } Mississippi	4,000	0,000040	67,0	37,2	0,0200
11	Ohio, Point Pleasant	2,048	0,000093	325,0	2,40	0,0210
12	Tiber in Rom	2,883	0,000130	73,0	4,50	0,0228
13	Newa	10,796	0,0000140	370,0	6,00	0,0262
14	Weser	2,90	0,00020	120,0	3,00	0,0232
15	Elbe	3,325	0,00031	96,0	13,30	0,0285
16	Seine in Paris	3,70	0,000137	96,0	13,30	0,025
	Flüsse in Kieselbetten.					
17	Rhein bei Speyer	2,964	0,000112	439,0	2,96	0,0260
18	Rhein bei Germersheim	3,308	0,000247	228,0	2,96	0,0227
19	Rhein bei Basel	2,10	0,001218	201,2	2,78	0,0300
20	Lech	0,963	0,001150	48,0	1,13	0,0220
21	Saalach	0,422	0,00110	20,70	0,65	0,0270
22	Salzach	1,260	0,00120	115,0	3,60	0,0280
23	Isar	1,20	0,00250	50,0	1,35	0,0305
24	Linthkanal	1,24	0,0080	22,0	1,50	0,0300
25	Rhein im Domleschger-Thal, Schweiz	0,60	0,0075	5,00	0,75	0,0350
26	Simme bei Leuk, Schweiz	0,50	0,0105	5,00	0,75	0,0345
	Aus Bazin's Versuchs-Resultaten.					
27	Versuch Nr. 2. Cementcanal mit rechtwinkligem Querschnitte	0,15	0,00506	1,81	0,18	0,01040
28	" " 25. Cement mit Sand, halbkreisf. Querschnitt	0,260	0,00138	1,00	0,49	0,01113
29	" " 24. Cement, rein, halbkreisförmiger Querschnitt	0,250	0,0142	1,00	0,45	0,01005
30	" " 6. Bretterkanal mit rechtwinkligem Querschnitte	0,200	0,002213	1,99	0,26	0,0130
31	" " 7. dgl.	0,160	0,00488	1,99	0,19	0,01190
32	" " 8. dgl.	0,140	0,008162	1,99	0,16	0,01150
33	" " 9. dgl.	0,220	0,001467	1,99	0,28	0,0129
34	" " 10. dgl.	0,140	0,00587	1,99	0,17	0,1170
35	" " 11. dgl.	0,130	0,00838	1,99	0,15	0,0114

Nr.	Canäle an welchen die Beobachtungen gemacht worden ſind	Mittlere beobachtete Werthe				
		Mittlerer Radius r	Gefälle s	Breite an der Oberfläche W	Tiefe D	Werth von β
36	Verſuch Nr. 18. Bretterkanal mit rechtwinkligem Querſchnitte	0,200	0,00459	1,20	0,28	0,0114
37	" " 19. dgl.	0,150	0,00427	0,80	0,25	0,0114
38	" " 27. Kieſelbett mit Kieſeln von 1 Centimeter, Querſchnitt halbkreisförmig	0,230	0,001363	1,00	0,41	0,0163
39	" " 4. dgl., aber Querſchnitt rechtwinklig	0,200	0,004973	1,83	0,26	0,0170
40	" " 5. dgl. mit Kieſeln von 3—4 Centimetern, rechtwinkliger Querſchnitt .	0,220	0,00497	1,80	0,30	0,0206

Anmerkung 1. Da die vorliegende Formel allgemeine Anwendung verdient, es aber ſchwierig iſt, jeden vorhandenen Canal unter die 7 aufgeführten Nummern verſchiedener Rauheitsgrade einzureihen, ſo iſt die obige Tabelle von ganz beſonderem Werthe. Es iſt nämlich immer leicht, einen bekannten gegebenen Canal mit einem der in der Tabelle aufgeführten bezüglich des Rauheitsgrades zu vergleichen und es geſtattet dieſelbe daher eine viel genauere und ſicherere Beſtimmung des Werthes von β, als wenn man genöthigt iſt, den zu berechnenden Canal einem der 7 verſchiedenen Rauheitsgrade zuzutheilen.

Anmerkung 2. Der Verfaſſer macht an dieſer Stelle auf das vorzügliche und höchſt intereſſante Werk der Herren Ganguillet und Kutter in Bern aufmerkſam, welches unter dem Titel „Die neuen Formeln für die Bewegung des Waſſers in Canälen und regelmäßigen Flußſtrecken" in Wien erſchienen iſt und eine große Anzahl graphiſcher Vergleichungen der verſchiedenen Formelergebniſſe mit den Verſuchsreſultaten enthält.

§ 157. Werthe der Coefficienten x in der allgemeinen Ganguillet-Kutter'schen Formel $v = \sqrt{r \cdot s}$;

für den Rauheitsgrad $\beta = 0{,}025$, für gut unterhaltene und gut ausnivellirte Canäle in Erde und Thon ohne Steine, Wasserpflanzen und Unregelmäßigkeiten.

Gefälle per 1000	Werthe der Coefficienten x bei einem Werthe r von:																
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4
0,02	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,03	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,05	—	—	—	—	32,4	34,0	35,7	37,3	38,7	40,0	42,1	43,8	45,2	46,6	47,9	49,0	50,0
0,07	—	—	—	—	33,0	34,6	36,1	37,5	38,8	40,0	42,0	43,3	44,7	46,1	47,2	48,2	49,1
0,10	19,5	25,0	28,5	31,0	33,2	35,0	36,5	37,8	39,0	40,0	41,7	43,0	44,3	45,5	46,5	47,4	48,3
0,20	20,6	26,2	29,3	31,8	33,8	35,5	36,9	38,0	39,0	40,0	41,4	42,7	43,8	44,7	45,6	46,4	47,0
0,30	21,3	26,5	29,6	32,2	34,2	35,6	36,9	38,0	39,0	40,0	41,4	42,5	43,5	44,4	45,3	46,1	46,7
0,40	21,5	26,7	29,8	32,3	34,3	35,8	37,0	38,0	39,0	40,0	41,3	42,4	43,4	44,4	45,2	45,9	46,5
0,50	21,7	26,8	30,0	32,4	34,3	35,8	37,1	38,1	39,1	40,0	41,3	42,4	43,4	44,3	45,0	45,7	46,3
1,00	22,0	27,2	30,3	32,6	34,5	35,9	37,2	38,2	39,1	40,0	41,3	42,4	43,4	44,3	45,0	45,7	46,1

Gefälle per 1000	Werthe der Coefficienten x bei einem Werthe r von:																
	2,6	2,8	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	5,2	5,4	5,6	5,8	6,0
0,02	—	—	—	—	—	60,7	61,7	62,5	63,3	64,2	64,9	65,6	66,3	67,0	67,7	68,4	69,0	69,6
0,03	—	—	—	—	—	57,4	58,3	59,0	59,7	60,4	61,1	61,8	62,4	62,9	63,4	63,9	64,4	64,9
0,05	51,0	51,9	52,7	53,5	54,1	54,8	55,4	56,0	56,5	57,1	57,7	58,3	58,9	59,4	59,8	60,1	60,3	60,5
0,07	50,0	50,7	51,5	52,1	52,6	53,3	53,7	54,2	54,7	55,1	55,5	55,9	56,3	56,7	57,1	57,5	57,8	58,1
0,10	49,0	49,7	50,3	50,8	51,3	51,8	52,4	52,8	53,2	53,6	54,0	54,4	54,8	55,1	55,4	55,7	56,0	56,2
0,20	47,7	48,2	48,7	49,2	46,6	50,0	50,4	50,8	51,2	51,5	51,8	52,1	52,4	52,4	53,0	53,2	53,4	53,6
0,30	47,4	48,0	48,4	48,8	49,1	49,5	49,9	50,2	50,5	50,8	51,1	51,4	51,7	52,0	52,2	52,4	52,5	52,6
0,40	47,1	47,7	48,1	48,5	48,9	49,3	49,8	50,	50,4	50,7	51,0	51,2	51,4	51,6	51,8	52,0	52,2	52,3
0,50	46,9	47,4	47,8	48,2	48,6	49,0	49,3	49,6	49,9	50,2	50,5	50,8	51,0	51,2	51,4	51,6	51,8	52,0
1,00	46,7	47,0	47,4	47,8	48,2	48,6	48,9	49,2	49,5	49,8	50,0	50,2	50,4	50,9	50,8	51,0	51,5	51,4

Für Gefälle über $^1/_{1000}$ oder größer 0,001 bleiben die Coefficientenwerthe x constant, d. h. gleich demjenigen in der letzten Colonne.

§ 158. Coefficienten x in der allgemeinen Ganguillet-Kutter'schen Formel $v = \sqrt{r.s}$;

für den Rauheitsgrad $\beta = 0{,}030$ für nicht sehr genau nivellirte Canäle mit geringen Unebenheiten, Steinen oder Wasserpflanzen.

Gefälle per 1000	Werthe der Coefficienten x bei einem Werthe r von:																
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4
0,02	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,03	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,05	—	—	—	—	26,5	28,1	29,6	31,0	32,2	33,3	35,3	36,9	38,2	39,4	40,5	41,6	42,6
0,07	—	—	—	—	27,0	28,5	29,9	31,2	32,3	33,3	35,2	36,6	37,8	38,9	39,9	40,9	41,8
0,10	15,5	20,0	23,0	25,2	27,3	28,9	30,3	31,4	32,4	33,3	35,0	36,3	37,4	38,5	39,4	40,9	41,0
0,20	16,5	21,0	23,8	26,0	27,8	29,2	30,3	31,4	32,4	33,3	34,8	36,0	37,0	37,9	38,7	39,4	40,0
0,30	17,0	21,3	24,2	26,3	28,2	29,4	30,5	31,5	32,5	33,3	34,7	35,8	36,7	37,6	38,4	39,1	39,7
0,40	17,2	21,5	24,3	26,4	28,2	29,4	30,5	31,5	32,5	33,3	34,7	35,8	36,7	37,5	38,3	39,0	39,5
0,50	17,3	21,6	24,3	26,5	28,2	29,4	30,6	31,6	32,5	33,3	34,7	35,7	36,6	37,4	38,1	38,8	39,4
1,00	17,7	22,0	24,7	26,7	28,4	29,6	30,8	31,7	32,5	33,3	34,7	35,7	36,6	37,4	38,1	38,7	39,2

Gefälle per 1000	Werthe der Coefficienten x bei einem Werthe r von:																
	2,6	2,8	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	5,2	5,4	5,6	5,8	6,0
0,02	—	—	—	—	—	51,8	52,7	53,5	54,3	55,1	55,8	56,5	57,2	57,8	58,4	59,0	59,5	60,0
0,03	—	—	—	—	—	49,6	50,3	51,0	51,7	52,3	52,9	53,5	54,1	54,7	55,2	55,6	56,0	56,4
0,05	43,5	44,3	45,0	45,7	46,4	47,0	47,6	48,1	48,6	49,1	49,6	50,1	50,6	51,1	51,6	51,2	52,4	52,5
0,07	42,6	43,3	44,4	44,7	45,2	45,8	46,2	46,7	47,2	47,6	48,0	48,4	48,8	49,2	49,6	49,9	50,2	50,5
0,10	41,7	42,4	43,0	43,5	44,0	44,5	45,0	45,4	45,8	46,2	46,6	46,9	47,2	47,5	47,8	48,1	48,4	48,6
0,20	40,6	41,1	41,6	42,1	42,5	43,0	43,3	43,7	44,0	44,3	44,6	44,9	45,2	45,5	45,8	46,0	46,2	46,4
0,30	40,2	40,7	41,2	41,6	42,0	42,4	42,8	43,1	43,4	43,7	44,0	44,3	44,5	44,7	44,9	45,1	45,3	45,5
0,40	40,0	40,5	41,0	41,4	41,7	42,2	42,5	42,8	43,1	43,4	43,8	44,0	44,2	44,4	44,6	44,8	45,0	45,2
0,50	39,9	40,3	40,8	41,1	41,5	41,9	42,2	42,5	42,8	43,1	43,4	43,7	43,9	44,1	44,3	44,5	44,7	44,9
1,00	39,7	40,1	40,3	40,7	41,1	41,4	41,7	42,0	42,3	42,6	42,8	43,0	43,2	43,4	43,6	43,8	44,0	44,2

Für Gefälle größer als $^1/_{1000}$ oder größer 0,001 bleiben die Werthe des Coefficienten x constant, d. h. gleich demjenigen in der letzten Colonne.

§ 159. Coefficienten in der allgemeinen Kutter'schen Formel $v = \sqrt{r.s}$

für den Rauheitsgrad $\beta = 0{,}035$, oder für schlecht unterhaltene Canäle in Kiesboden mit großen Steinen oder mit großen Wasserpflanzen und Unregelmäßigkeiten verschiedener Art.

Gefälle per 1000	Werthe der Coefficienten x bei einem Werthe r von:										
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2
0,05	—	—	—	—	22,6	24,0	25,3	26,5	27,6	28,6	30,3
0,07	—	—	—	—	22,8	24,3	25,6	26,7	27,7	28,6	30,2
0,10	12,8	16,7	19,3	21,8	23,0	24,5	25,8	26,8	27,7	28,6	30,1
0,20	13,6	17,5	20,0	22,0	23,5	24,8	26,0	26,9	27,8	28,6	30,0
0,30	14,0	17,8	20,2	22,1	23,8	24,9	26,0	27,0	27,9	28,6	30,0
0,40	14,1	18,0	20,3	22,2	23,9	25,0	26,1	27,1	27,9	28,6	30,0
0,50	14,2	18,1	20,4	22,3	24,0	25,1	26,1	27,1	27,9	28,6	30,0
1,00	14,5	18,4	20,6	22,4	24,0	25,2	26,3	27,1	27,9	28,6	30,0

Gefälle per 1000	Werthe der Coefficienten x bei einem Werthe r von:									
	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0	3,2
0,05	31,7	33,0	34,2	35,3	36,3	37,2	38,0	38,7	39,4	40,0
0,07	31,5	32,7	33,8	34,8	35,7	36,5	37,2	37,9	38,6	39,1
0,10	31,3	32,4	33,5	34,3	35,1	35,9	36,5	37,1	37,7	38,2
0,20	31,0	31,9	32,8	33,6	34,4	35,0	35,5	36,0	36,5	37,0
0,30	30,9	31,8	32,6	33,4	34,0	34,6	35,1	35,6	36,1	36,5
0,40	30,8	31,7	32,5	33,2	33,9	34,5	35,0	35,5	35,9	36,2
0,50	30,8	31,6	32,4	33,1	33,8	34,4	34,9	35,3	35,7	36,0
0,10	30,8	31,6	32,4	33,1	33,8	34,2	34,6	35,1	35,4	35,7

Für Gefälle größer als $^1/_{1000}$ bleiben die Werthe von x constant, d. h. gleich denjenigen in der letzten Colonne.

§ 160.

Vergleichung der verſchiedenen neuen Geſchwindigkeitsformeln in ihren Ergebniſſen.

Anſchließend an die von Grabenau gegebene Vergleichung der amerikaniſchen Formel mit den älteren Formeln hat der Verfaſſer für den Rhein bei Germersheim und den Hakenbach die Geſchwindigkeit nach den neuen Formeln berechnet und mit der Geſchwindigkeit verglichen, welche die amerikaniſche Formel und die ältern Formeln ergeben.

Tafel 19 zeigt die Ergebniſſe dieſer Vergleichung in graphiſcher Darſtellung, während die folgenden beiden Tabellen die nummeriſchen Werthe dieſer Vergleichung enthalten.

a) Rhein bei Germersheim.

Dimenſionen des Querprofiles:

W = 229,44 Meter,
D = 5,06 „
p = 533,63 „
a = 691,53 „
r = 2,96 „

Berechnet nach der Formel	Mittlere Geſchwindigkeit bei einem Gefälle s per 1000 von							
	0,025	0,05	0,10	0,2	0,3	0,4	0,5	1,00
	Meter	Meter	Meter	Meter	Meter	Meter	Meter	Meter
Allgemeine Kutter'ſche Formel; mit dem Rauheitsgrad $\beta = 0{,}025$	0,469	0,648	0,875	1,193	1,452	1,669	1,854	2,597
dgl. $\beta = 0{,}030$ . .	0,397	0,553	0,748	1,019	1,236	1,422	1,583	2,208
Formel von Darcy; Claſſe IV.	0,435	0,615	0,870	1,22	1,50	1,735	1,94	2,74
Amerikaniſche Formel	0,664	0,795	0,951	1,137	1,262	1,358	1,439	1,718
Prony's Formel . .	0,422	0,623	0,908	1,312	1,622	1,884	2,115	3,02
Dupuit's Formel .	0,438	0,635	0,918	1,330	1,655	1,935	2,185	3,20

b) Hokenbach.

Dimensionen:

a = 1,087 Meter,
W = 3,50 „
p = 5,715 „
D = 0,395 „
r = 0,292 „

Formel, nach welcher die Geschwindigkeit berechnet ist	Mittlere Geschwindigkeit per Sekunde bei einem Gefälle s per 1000 von							
	0,025	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	1,00
	Meter	Meter	Meter	Meter	Meter	Meter	Meter	Meter
Darcy, Classe III. .	0,132	0,187	0,264	0,374	0,456	0,528	0,590	0,835
Darcy, Classe IV. .	0,132	0,117	0,165	0,234	0,285	0,330	0,370	0,52
Amerikan. Formel Humphrey - Abbot	0,186	—	0,271	—	—	0,395	—	0,505
Eytelwein	0,137	—	0,275	—	—	0,551	—	0,871

§ 161.

Das Gesetz, nach welchem die mittlere Geschwindigkeit von Gefälle und Querschnittsdimensionen abhängt, ist, wie aus einer Prüfung der §§ 155 bis 160 hervorgeht, so complicirter Natur, daß es in Worten nicht ausgedrückt werden kann, wenn man sich nicht in weitschweifige Betrachtungen einlassen will.

Kurz zusammengefaßt, hängt der Werth der Coefficienten x in der Formel $v = x\sqrt{r.s}$ dergestalt von den Dimensionen des Querprofiles und dem Gefälle ab, daß er

1) mit der Zunahme des Werthes r zunimmt,
2) „ „ „ „ Rauheitsgrades abnimmt,
3) „ „ „ „ Gefälles bei großen Gewässern abnimmt,
4) „ „ „ „ „ „ kleinen „ zunimmt.

Dieses letztere Verhalten von 4) gegenüber 3) ist also gerade entgegengesetzt und darf nicht etwa als ein Druckfehler betrachtet werden.

So lange der Werth von r größer ist als 1 bis 2, wo also keine künstlichen Verkleidungen der Canalwände vorkommen können, da macht sich noch der Einfluß von Unregelmäßigkeiten jeder Art, wie Geschiebe, Kies und dergleichen wesentlich bemerkbar.

Bei großen Strömen dagegen, wo nur kleine Gefälle und keine unregelmäßigen Ablagerungen vorkommen, hört jeder Einfluß des Rauheitsgrades auf den Werth des Coefficienten x auf.

Der Einfluß der Profilform und der verſchiedenen Breite unter ſonſt gleichen Umſtänden iſt nicht von weſentlichem Belange; man kann indeſſen, wie die Vergleichung der Reſultate der Vermeſſungen § 156 zeigt, bei dem günſtigſten halbkreisförmigen Querprofile den Coefficienten x um 5 bis 6 Einheiten größer nehmen, als bei viereckigen oder unregelmäßigen Querprofilen.

Die Zunahme von x mit dem Werthe von r wird immer kleiner, je größer r wird.

Die Zunahme von x bei der Abnahme des Rauheitsgrades wird immer größer, je mehr der Rauheitsgrad abnimmt und die Abnahme von x bei der Zunahme des Rauheitsgrades wird mehr und mehr unmerklich, je größer der Rauheitsgrad geworden iſt.

IV.

Bewegung des Waſſers in Rohrleitungen.

Neue Verſuche von Darcy

und Nachweis der Mangelhaftigkeit der früheren Formeln

durch Control-Verſuche.

---

§ 162.

Bewegung des Waſſers in Rohrleitungen und geſchloſſenen Canälen.

Die Leitung des Waſſers in cylindriſchen Röhren aus Gußeiſen, Eiſenblech, Holz, gebrannter Erde und hydrauliſchem Cement hat in neuerer Zeit eine außerordentlich mannigfaltige Anwendung gefunden, ſo daß es von Wichtigkeit iſt, alle in dieſen Gegenſtand einſchlagenden Verhältniſſe möglichſt gründlich zu erörtern.

Die erſte und wichtigſte Frage, die zu dieſem Zwecke zu entſcheiden iſt, lautet in kürzeſter Faſſung: Welches iſt das Gefälle, welches eine Rohrleitung von gegebenen Dimenſionen erhalten muß, damit eine beſtimmte Waſſermenge durchfließt? oder umgekehrt: Welches iſt die Waſſermenge, welche durch eine Rohrleitung von gegebenen Dimenſionen bei einem gewiſſen Gefälle durchfließt?

Aus den von Couplet, de Boſſut und Dubuat angeſtellten Verſuchen, deren Reſultate die nachſtehende Tabelle enthält, hat Prony folgende Formeln abgeleitet:

Nennt man Q den Querſchnitt der Rohrleitung, C den Umfang der Röhre, L die Länge der Röhre, D den Durchmeſſer der runden Röhre, u die Geſchwindigkeit des Waſſers in der Röhre (Alles in Metern), ferner a und b = 2 Coefficienten zur Berechnung der Reibung, z die Höhe der Waſſerſäule, deren Gewicht im Stande iſt, den Reibungswiderſtand des Waſſers an der Röhrenwand zu überwinden und y das Gewicht von 1 Cubikmeter Flüſſigkeit, ſo iſt nach Prony:

1) der Reibungswiderſtand von dem Material der Rohrleitung unabhängig;
2) der Dichte der Flüſſigkeit proportional;
3) der Berührungsfläche der Rohrleitung proportional;
4) von der Geſchwindigkeit u des Waſſers in der Röhre abhängig;

und kann ausgedrückt werden durch

$$y\,C\,L\,(a\,u + b\,u^2),$$

wobei nach Prony's Verſuchen der Werth von

$$a = 0{,}00001733 \quad \text{und} \quad b = 0{,}0003483.$$

Nun iſt:

$$y\,Q\,z = y\,C\,L\,(a\,u + b\,u^2)$$

und daher

$$z = L\,\frac{C}{Q}\,(a\,u + b\,u^2)$$

für Röhren von beliebiger Querſchnittsform. Dieſer Werth wird für runde Rohrleitungen

$$z = \frac{4\,L}{D}\,(a\,u + b\,u^2).$$

Die zweite der nachfolgenden Tabellen enthält für verſchiedene Werthe von u die entſprechenden Werthe von $(a\,u + b\,u^2)$.

Coefficienten zur Beſtimmung der Waſſermenge in Rohrleitungen.

u	$a\,u + b\,u^2$	u	$a\,u + b\,u^2$	u	$a\,u + b\,u^2$
0,01	0,0000002	0,19	0,0000159	0,37	0,0000541
0,02	0,0000005	0,20	0,0000174	0,38	0,0000569
0,03	0,0000008	0,21	0,0000190	0,39	0,0000597
0,04	0,0000013	0,22	0,0000207	0,40	0,0000627
0,05	0,0000017	0,23	0,0000224	0,41	0,0000656
0,06	0,0000023	0,24	0,0000242	0,42	0,0000687
0,07	0,0000029	0,25	0,0000261	0,43	0,0000718
0,08	0,0000036	0,26	0,0000280	0,44	0,0000750
0,09	0,0000044	0,27	0,0000301	0,45	0,0000783
0,10	0,0000052	0,28	0,0000322	0,46	0,0000817
0,11	0,0000061	0,29	0,0000343	0,47	0,0000851
0,12	0,0000071	0,30	0,0000365	0,48	0,0000886
0,13	0,0000081	0,31	0,0000388	0,49	0,0000921
0,14	0,0000093	0,32	0,0000412	0,50	0,0000957
0,15	0,0000104	0,33	0,0000436	0,51	0,0000994
0,16	0,0000117	0,34	0,0000462	0,52	0,0001032
0,17	0,0000130	0,35	0,0000487	0,53	0,0001070
0,18	0,0000144	0,36	0,0000514	0,54	0,0001109

u	$au+bu^2$	u	$au+bu^2$	u	$au+bu^2$
0,55	0,0001149	0,92	0,0003107	1,29	0,0006019
0,56	0,0001189	0,93	0,0003173	1,30	0,0006111
0,57	0,0001230	0,94	0,0003240	1,31	0,0006204
0,58	0,0001272	0,95	0,0003308	1,32	0,0006297
0,59	0,0001315	0,96	0,0003376	1,33	0,0006391
0,60	0,0001358	0,97	0,0003445	1,34	0,0006486
0,61	0,0001402	0,98	0,0003515	1,35	0,0006581
0,62	0,0001446	0,99	0,0003585	1,36	0,0006677
0,63	0,0001491	1,00	0,0003656	1,37	0,0006774
0,64	0,0001537	1,01	0,0003728	1,38	0,0006871
0,65	0,0001584	1,02	0,0003800	1,39	0,0006970
0,66	0,0001631	1,03	0,0003873	1,40	0,0007069
0,67	0,0001679	1,04	0,0003947	1,41	0,0007168
0,68	0,0001728	1,05	0,0004022	1,42	0,0007268
0,69	0,0001778	1,06	0,0004097	1,43	0,0007369
0,70	0,0001828	1,07	0,0004173	1,44	0,0007471
0,71	0,0001879	1,08	0,0004249	1,45	0,0007677
0,72	0,0001930	1,09	0,0004327	1,46	0,0007677
0,73	0,0001982	1,10	0,0004405	1,47	0,0007780
0,74	0,0002035	1,11	0,0004483	1,48	0,0007885
0,75	0,0002089	1,12	0,0004563	1,49	0,0007990
0,76	0,0002143	1,13	0,0004643	1,50	0,0008096
0,77	0,0002198	1,14	0,0004724	1,51	0,0008202
0,78	0,0002254	1,15	0,0004805	1,52	0,0008310
0,79	0,0002310	1,16	0,0004887	1,53	0,0008418
0,80	0,0002368	1,17	0,0004970	1,54	0,0008526
0,81	0,0002425	1,18	0,0005054	1,55	0,0008636
0,82	0,0002484	1,19	0,0005138	1,56	0,0008746
0,83	0,0002543	1,20	0,0005223	1,57	0,0008856
0,84	0,0002603	1,21	0,0005309	1,58	0,0008968
0,85	0,0002663	1,22	0,0005395	1,59	0,0009080
0,86	0,0002725	1,23	0,0005482	1,60	0,0009193
0,87	0,0002787	1,24	0,0005570	1,61	0,0009306
0,88	0,0002849	1,25	0,0005658	1,62	0,0009420
0,89	0,0002913	1,26	0,0005747	1,63	0,0009535
0,90	0,0002977	1,27	0,0005837	1,64	0,0009651
0,91	0,0003042	1,28	0,0005928	1,65	0,0009767

u	$au+bu^2$	u	$au+bu^2$	u	$au+bu^2$
1,66	0,0009884	2,03	0,0014703	2,40	0,0020476
1,67	0,0010002	2,04	0,0014847	2,41	0,0020645
1,68	0,0010120	2,05	0,0014991	2,42	0,0020815
1,69	0,0010240	2,06	0,0015136	2,43	0,0020985
1,70	0,0010359	2,07	0,0015281	2,44	0,0021157
1,71	0,0010480	2,08	0,0015428	2,45	0,0021329
1,72	0,0010601	2,09	0,0015575	2,46	0,0021502
1,73	0,0010723	2,10	0,0015722	2,47	0,0021676
1,74	0,0010845	2,11	0,0015871	2,48	0,0021849
1,75	0,0010969	2,12	0,0016020	2,49	0,0022024
1,76	0,0011093	2,13	0,0016169	2,50	0,0022199
1,77	0,0011217	2,14	0,0016320	2,51	0,0022376
1,78	0,0011343	2,15	0,0016471	2,52	0,0022553
1,79	0,0011469	2,16	0,0016623	2,53	0,0022730
1,80	0,0011596	2,17	0,0016775	2,54	0,0022908
1,81	0,0011723	2,18	0,0016929	2,55	0,0023087
1,82	0,0011851	2,19	0,0017082	2,56	0,0023267
1,83	0,0011980	2,20	0,0017237	2,57	0,0023448
1,84	0,0012110	2,21	0,0017392	2,58	0,0023629
1,85	0,0012240	2,22	0,0017548	2,59	0,0023810
1,86	0,0012371	2,23	0,0017705	2,60	0,0023993
1,87	0,0012502	2,24	0,0017862	2,61	0,0024176
1,88	0,0012635	2,25	0,0018021	2,62	0,0024360
1,89	0,0012768	2,26	0,0018179	2,63	0,0024545
1,90	0,0012901	2,27	0,0018339	2,64	0,0024730
1,91	0,0013036	2,28	0,0018499	2,65	0,0024916
1,92	0,0013171	2,29	0,0018660	2,66	0,0025102
1,93	0,0013307	2,30	0,0018822	2,67	0,0025290
1,94	0,0013443	2,31	0,0018984	2,68	0,0025478
1,95	0,0013581	2,32	0,0019147	2,69	0,0025667
1,96	0,0013718	2,33	0,0019310	2,70	0,0025856
1,97	0,0013857	2,34	0,0019475	2,71	0,0026046
1,98	0,0013996	2,35	0,0019640	2,72	0,0026237
1,99	0,0014136	2,36	0,0019806	2,73	0,0026429
2,00	0,0014277	2,37	0,0019972	2,74	0,0026621
2,01	0,0014418	2,38	0,0020139	2,75	0,0026814
2,02	0,0014560	2,39	0,0020307	2,76	0,0027007

u	$au+bu^2$	u	$au+bu^2$	u	$au+bu^2$
2,77	0,0027202	2,85	0,0028781	2,93	0,0030405
2,78	0,0027397	2,86	0,0028982	2,94	0,0030612
2,79	0,0027592	2,87	0,0029183	2,95	0,0030819
2,80	0,0027789	2,88	0,0029385	2,96	0,0031026
2,81	0,0027986	2,89	0,0029588	2,97	0,0031234
2,82	0,0028184	2,90	0,0029791	2,98	0,0031443
2,83	0,0028382	2,91	0,0029995	2,99	0,0031653
2,84	0,0028581	2,92	0,0030200	3,00	0,0031863

Wie die Gleichungen zeigen, ist der Widerstand z der Länge der Rohrleitung direct, dem Durchmesser derselben aber verkehrt proportional. Bei einer Geschwindigkeit bis zu 0,3 Meter kann das Glied bu^2 gegen au vernachlässigt werden und es ist daher sehr nahe der Reibungswiderstand der ersten Potenz der Geschwindigkeit proportional. Bei einer größern Geschwindigkeit von 1 bis 3 Meter ist im Gegentheil au gegen bu^2 eine kleine zu vernachlässigende Größe und es ist sonach bei größern Geschwindigkeiten der Reibungswiderstand nahe dem Quadrat der Geschwindigkeit proportional.

In den meisten Fällen ist der Werth von z im Vergleich zu dem vorhandenen Gefälle nur dann wesentlich, wenn die Länge der Rohrleitung bedeutend ist und über 100 Meter beträgt.

Beispiele: 1) Einer Turbine sollen in einer Rohrleitung 0,8 Cubikmeter Wasser in einer Secunde zugeleitet werden; die Länge der Rohrleitung ist = 100 Meter und es soll die Geschwindigkeit in der Röhre 1 Meter per Secunde betragen.

Welchen Durchmesser und welchen Gefällverlust wird die Leitung erhalten? Es ist

$$D = \sqrt{\frac{4\,Q}{\pi\,u}} = \sqrt{\frac{4 \times 0{,}8}{3{,}14 \times 1}} = 1 \text{ Meter}$$

und

$$z = \frac{100 \times 4}{1}\,0{,}0003658 = 0{,}146 \text{ Meter}$$

2) Auf eine Entfernung von 4000 Meter sollen in jeder Secunde 0,03 Cubikmeter Wasser mit einer Geschwindigkeit von 1,3 Meter fortgeleitet werden.

Es ist:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0{,}03}{3{,}14 \times 1{,}3}} = 0{,}172 \text{ Meter};$$

$$z = 4000 \frac{4}{0{,}172} 0{,}0006111 = 55{,}5 \text{ Meter},$$

woraus man ſieht, wie bedeutend der Gefällverluſt für kleine Waſſermengen und große Geſchwindigkeiten wird.

§ 163.

Ableitung der Prony'ſchen Formel aus den Verſuchen.

Man kann ſich die Frage vorlegen, wie es möglich ſei, aus einer Reihe von Verſuchsreſultaten eine allgemein gültige Formel aufzuſtellen, welche ſich auch für diejenigen Gebiete als richtig bewähren ſoll, auf welche die Verſuche nicht ausgedehnt worden ſind.

Auf den erſten Anblick kann eine ſolche Ableitung ſehr gewagt erſcheinen, wenn man ſich nicht über die Art und Weiſe Rechenſchaft ablegen kann, auf welche dieſes mit großer Verläſſigkeit geſchieht.

Ich werde daher als intereſſantes Beiſpiel die Ableitung der Prony'ſchen Formel

$$z = L \frac{C}{Q} (0{,}00001733\, u + 0{,}0003483\, b^2)$$

nach deſſen eigenem Vorgehn mit Hülfe des Interpolationsverfahrens folgen laſſen.

Setzt man (nach Coulomb, welcher zuerſt zu dieſem hier als bekannt vorausgeſetzten Ausdrucke gelangt iſt) den Widerſtand oder das Arbeitsquantum, welches in einer Secunde durch die Reibung an den Rohrwänden conſumirt wird, gleich

$$\frac{1000}{g} C L (a u + b u^2) u$$

und ſtellt man ſich vor, daß die Rohrleitung 2 Reſervoirs mit einander verbinde, deren Höhenunterſchied beider Waſſerſpiegel = H, ſo iſt die in einer Secunde durch die Schwerkraft entwickelte mechaniſche Arbeit

$$M g H;$$

wenn M die in einer Secunde durch die Rohrleitung fließende Waſſermenge bezeichnet.

Nun beſteht die ganze lebendige Kraft des Waſſers, wie dieſes bereits früher beſprochen wurde, aus zwei Theilen und zwar aus demjenigen, welchen es in der Röhre beſitzt und welcher $= M u^2$ iſt, und aus demjenigen, welchen es beim Eintritt in die Rohrleitung ver-

möge der Contraction ꝛc. verloren hat, und zwar beträgt diese letztere lebendige Kraft

$$M\left(\frac{1}{k}-1\right)^2 u^2,$$

so daß die gesammte dem Wasser mitgetheilte lebendige Kraft ausgedrückt wird durch

$$M\left[1+\left(\frac{1}{k}-1\right)^2\right] u^2.$$

Nun ist

$$M\left[1+\left(\frac{1}{k}-1\right)^2\right] u^2 = 2MgH - 2\frac{1000\,CL}{g}(au+bu^2)u.$$

Bezeichnet man den Querschnitt der Rohrleitung mit Q, so ist das Gewicht des in einer Secunde ausfließenden Wassers $1000\,Q\,u$ und es wird

$$1000\,Q\,u = M\,g \qquad \text{und} \qquad \frac{1000\,u}{g} = \frac{M}{Q}.$$

Für runde Röhren wird

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3{,}14\,D^2}{4} \qquad \text{und} \qquad C = \pi D = 3{,}14\,D,$$

also $\frac{C}{Q} = \frac{4}{D}$. Es wird somit:

$$u^2\left[1+\left(\frac{1}{k}-1\right)^2\right] = 2gH - \frac{8L}{D}(au+bu^2).$$

Da Prony seine Versuche nur mit langen Rohrleitungen angestellt hat, vernachlässigt er den Theil der lebendigen Kraft, der beim Eintritt in die Rohrleitung verloren geht, also das Glied

$$U^2\left[1+\left(\frac{1}{k}-1\right)^2\right]$$

der obigen Gleichung, wonach er den Ausdruck erhielt:

$$gH = \frac{4L}{D}(au+bu^2),$$

woraus

$$\frac{1}{4}g\frac{DH}{Lu} = a+bu; \qquad \text{oder} \qquad \frac{1}{4}g\frac{DI}{u} = a+bu;$$

wobei $\frac{H}{L} = I$ das Gefälle der Rohrleitung per 1 Meter Länge bezeichnet.

Aus den vorgenommenen Versuchen war nun Länge, Durchmesser und Gefälle der Rohrleitungen, sowie die durchgeflossene Wasser-

menge und ſomit die Geſchwindigkeit u bekannt, ſo daß Prony die Werthe von

$$\frac{1}{4} g \frac{DI}{u}$$

berechnen konnte für die verſchiedenen Werthe von u.

Die nachfolgende Tabelle enthält die Reſultate dieſer Berechnung einerſeits, diejenigen der angeſtellten Verſuche und deren Vergleichung mit der Rechnung anderſeits.

Wie bereits früher erwähnt, ſind die Verſuche ſelbſt von Couplet, Boſſut und Dubuat angeſtellt worden.

Da dieſe Verſuche unter ſich in keinem beſtimmten Zuſammenhange ſtehen und eine Regel ſich aus einer nackten Reihe von Verſuchsreſultaten nicht erkennen läßt, bediente ſich Prony der graphiſchen Darſtellung dieſer Reſultate.

§ 164.

Fundamentalverſuche der Prony'ſchen Formel.

Nr. des Verſuchs	Name des Beobachters	Druckhöhe H	Diameter der Röhren D	Länge der Rohrleitung L	Werth von $\frac{1}{4} g \frac{DI}{u}$	Werth von u	
						nach dem Verſuche	berechnet
		Meter	Meter	Meter		Meter	Meter
1	Dubuat	0,0041	0,0271	19,95	0,00031409	0,04301	0,04275
2	Couplet	0,1511	0,1353	2280,37	0,00040412	0,05443	0,05913
3	„	0,3068	0,1353	2280,37	0,00052299	0,08537	0,09212
4	Dubuat	0,0135	0,0270	19,951	0,00045929	0,09807	0,09260
5	Couplet	0,4534	0,1333	2280,37	0,00059072	0,1117	0,1263
6	„	0,5105	0,1333	2280,37	0,00063849	0,1301	0,1330
7	„	0,6497	0,1333	2280,37	0,00067009	0,1411	0,1433
8	„	0,6767	0,1333	2280,37	0,00068358	0,1440	0,1467
9	Dubuat	0,0189	0,0271	3,749	0,00142651	0,2352	0,2894
10	„	0,1137	0,0271	3,749	0,00115843	0,2826	0,3088
11	„	0,1137	0,0271	3,749	0,00130958	0,2888	0,3088
12	Boſſut	0,1083	0,0271	16,242	0,00133748	0,3308	0,3359
13	„	0,3248	0,0361	58,471	0,00144598	0,3400	0,3553
14	Dubuat	0,1605	0,0271	19,951	0,00148184	0,3604	0,3713

Anmerkung. Die Verſuche ſind den ſteigenden Geſchwindigkeiten nach geordnet.

Nr. des Verſuchs	Name des Beobachters	Druckhöhe H	Diameter der Röhren D	Länge der Rohrleitung L	Werth von $\frac{1}{4} g \frac{DI}{u}$	Werth von u	
						nach dem Verſuche	berechnet
		Meter	Meter	Meter		Meter	Meter
15	Boſſut	0,3248	0,0361	48,726	0,00154968	0,3807	0,3914
16	Dubuat	0,2106	0,0271	19,951	0,00171296	0,4090	0,4287
17	Boſſut	0,3248	0,0361	38,981	0,00168746	0,4365	0,4401
18	Dubuat	0,2425	0,0271	19,951	0,0018308	0,4408	0,4618
19	Boſſut	0,3248	0,0544	58,47	0,00167204	0,4433	0,4416
20	Dubuat	0,2425	0,0271	19,951	0,0017932	0,4500	0,4618
21	Boſſut	0,3248	0,0544	48,726	0,00179521	0,4954	0,4860
22	„	0,6497	0,0361	58,471	0,00192257	0,5115	0,5122
23	„	0,3248	0,0361	29,235	0,00191780	0,5127	0,5122
24	Dubuat	0,3385	0,0271	19,951	0,00205052	0,5411	0,5450
25	Boſſut	0,3248	0,0544	38,981	0,00198315	0,5605	0,5458
26	Dubuat	0,3709	0,0271	19,951	0,00217735	0,5676	0,5766
27	Boſſut	0,6497	0,0361	48,726	0,00207278	0,5693	0,5684
28	Dubuat	0,3952	0,0271	19,951	0,00222265	0,5916	0,5960
29	Boſſut	0,3248	0,0271	26,242	0,00220106	0,6031	0,5990
30	„	0,3248	0,0361	19,490	0,00233276	0,6323	0,6327
31	„	0,3248	0,0544	29,235	0,00230502	0,6444	0,6343
32	„	0,6497	0,0361	38,981	0,00226756	0,6497	0,6323
33	„	0,6497	0,0544	58,471	0,00221446	0,6694	0,6343
34	„	0,6497	0,0544	48,726	0,00239239	0,7436	0,6972
35	„	0,6497	0,0361	29,233	0,00258798	0,7399	0,7343
36	Dubuat	0,6416	0,0271	19,951	0,0027506	0,7760	0,7660
37	Boſſut	0,3248	0,0544	19,490	0,0028119	0,7908	0,7823
38	Dubuat	0,1624	0,0271	3,749	0,0036206	0,7942	0,8929
39	Boſſut	0,6497	0,0544	38,981	0,0026558	0,8363	0,7818
40	„	0,3248	0,0361	9,745	0,00328667	0,8976	0,9047
41	„	0,6500	0,0361	19,490	0,0031615	0,9331	0,9047
42	„	0,6500	0,0544	29,235	0,0030625	0,9681	0,9070
43	Couplet	3,9274	0,4873	1169,42	0,0037855	1,0603	1,0592
44	Boſſut	0,3248	0,0544	9,745	0,0040737	1,09151	1,1164
45	„	0,6497	0,0544	19,490	0,0038209	1,164	1,1164
46	„	0,6497	0,0361	9,743	0,0044911	1,313	1,2896
47	Dubuat	0,4873	0,0271	3,167	0,0064699	1,578	1,7043
48	„	0,5671	0,0271	3,749	0,0063075	1,591	1,6897
49	Boſſut	0,6497	0,0544	9,745	0,0055786	1,594	1,5889
50	Dubuat	0,7219	0,0271	3,167	0,0078386	1,930	2,0797
51	„	0,9745	0,0271	3,167	0,0088825	2,299	2,4204

§ 165.

Graphiſche Darſtellung zur Beſtimmung der Coefficientenwerthe.

Die in der Tabelle enthaltenen Verſuchsreſultate laſſen ohne weitere Zuſammenſtellung wohl den Werth des Ausdruckes $(a\,u + b\,u^2)$ der Prony'ſchen Formel erkennen, allein es wird dadurch über den Werth der einzelnen Coefficienten a und b nichts entſchieden und es muß alſo eine weitere Bearbeitung derſelben erfolgen, um nicht blos das Geſetz der Zunahme der Reibungswiderſtände aufzufinden, ſo daß dieſes auch über die Grenzen der Verſuche hinaus ausgedehnt werden kann, ſondern auch um über das Verhältniß der Coefficienten genauen Aufſchluß zu erhalten.

Zu dieſem Zwecke hat Prony die graphiſche Darſtellung der Verſuchsreſultate benützt, welche ein unſchätzbares Mittel bildet, um aus unzuſammenhängenden Verſuchen das ihren Reſultaten zu Grunde liegende Geſetz herauszufinden, anſchaulich darzuſtellen und ſogar die erhaltenen Werthe einer Correctur zu unterziehen.

Trägt man nämlich von dem Endpunkte A einer Geraden, Fig. 177 Tafel 20, die Werthe der erhaltenen Geſchwindigkeiten als Abſciſſen und die denſelben entſprechenden Werthe $\frac{1}{4}\,g\,\frac{DI}{u}$ als Ordinaten auf, ſo giebt die Linie, welche die Endpunkte dieſer Ordinaten verbindet, ein klares Bild von dem Zuſammenhang dieſer beiden Größen u und $\frac{1}{4}\,g\,\frac{DI}{u}$. In Fig. 177 ſind im richtigen Maßſtabe die Werthe von u aus den erſten 33 Verſuchen der obigen Tabelle auf der Linie AB als Abſciſſen aufgetragen, während die dieſen Geſchwindigkeiten zukommenden Werthe von $\frac{1}{4}\,g\,\frac{DI}{u}$ als Ordinaten $a_1\,b_1$, $c_1\,d_1$ ꝛc. abgeſtochen und mit Punkten bezeichnet ſind. Die punktirte Linie $b_1\,d_1\,e_1$ ꝛc., welche dieſe Punkte mit einander verbindet, iſt nun ſcheinbar ſehr unregelmäßig und es ſcheint ſich aus derſelben nicht ſogleich ein Geſetz herausfinden laſſen zu wollen.

Bei näherer Betrachtung indeſſen ſieht man, daß die außerordentlich gebrochene punktirte Linie durch eine ſtark gezogene ganz Gerade erſetzt werden kann, welche mitten durch die Unregelmäßigkeiten der punktirten Linie hindurchgeht und ſogleich das eigentliche Geſetz erkennen läßt, welches der Zunahme der geſuchten Größen zu Grunde liegt.

Wenn man in der That die Versuche mit mathematischer Genauigkeit ausführen könnte und keine Beobachtungsfehler gemacht würden, so müßten die Endpunkte der Ordinaten von selbst in diese gerade Linie fallen. Wenn man daher als Werthe dieser Ordinaten nicht die wirklich aus den Versuchen hervorgegangenen, sondern diejenigen nimmt, die den Ordinaten der geraden Linie entsprechen, so hat man damit die Werthe $\frac{1}{4} g \frac{DI}{u}$ einer äußerst werthvollen Correctur unterzogen.

Wie aus Fig. 177 hervorgeht, geht die Gerade nicht durch den Anfangspunkt o der Coordinaten, so daß für eine Geschwindigkeit o der Ausdruck $\frac{1}{4} g \frac{DI}{u}$ nicht verschwindet und es ist nun gerade der Abstand Ax beider Linien oder der Werth von $\frac{1}{4} g \frac{DI}{u}$ für $u = o$ derjenige des Coefficienten a, und das Verhältniß des Unterschiedes irgend zweier Ordinaten zu ihrer gegenseitigen Distanz ist der Werth des Coefficienten b.

Auf diese Weise hat Prony für die nummerischen Werthe der beiden Coefficienten erhalten, $Ax =$

$$a = 0{,}00017 \qquad \text{und} \qquad b = 0{,}003416.$$

Es ist somit:

$$\frac{1}{4} g DI = 0{,}00017\, u + 0{,}003416\, u^2$$

und wegen $g = 9{,}8088$:

$$\frac{1}{4} DI \frac{RI}{2} = 0{,}0000173314\, u + 0{,}000348259\, u^2.$$

Aus dieser Gleichung läßt sich die mittlere Geschwindigkeit u berechnen, welche das Wasser in einer Rohrleitung von gegebenem Durchmesser und gegebenem Fall per Meter Länge annimmt.

Es wird

$$u = 53{,}58 \sqrt{\frac{DI}{u}} - 0{,}025.$$

Die Werthe von $\frac{1}{4} DI = au + bu^2 = 0{,}00001733\, u + 0{,}0003482\, u^2$ sind in der ersten Tabelle dieses Abschnittes für die verschiedenen Werthe von u zur Erleichterung der Rechnungen zusammengestellt.

§ 166.

Beſtimmung der Waſſermenge einer Rohrleitung.

Aus dem Durchmeſſer und der mittlern Geſchwindigkeit ergiebt ſich die Waſſermenge per Secunde in Cubikmetern zu

$$M = \frac{D^2 u}{1{,}273}.$$

§ 167.

Eytelwein's Formeln.

Eytelwein hat bei ſeinen Nachforſchungen den von Prony vernachläſſigten Ausdruck

$$u^2\left[1+\left(\frac{1}{k}-1\right)^2\right]$$

berückſichtigt und daher einen etwas andern Werth für die conſtanten Coefficienten a und b gefunden und zwar iſt nach ihm

$$a = 0{,}0002193 \quad \text{und} \quad b = 0{,}0027496.$$

Dagegen hat Prony wieder nachgewieſen, daß bei großer Länge der Rohrleitung ſeine und die Eytelwein'ſche Formel ziemlich dieſelben Reſultate ergeben.

Nun hat Eytelwein gezeigt, daß man mit einer für die Zwecke der Praxis genügenden Genauigkeit annehmen kann, daß der Widerſtand in einer Rohrleitung einfach dem Quadrate der Geſchwindigkeit proportional ſei und mithin der Coefficient $a = 0$ und $b = 0{,}0035$ geſetzt werden könne, ſo daß die Gleichung des § 156 ſich auf folgende Weiſe reduciren läßt:

$$u^2\left[1+\left(\frac{1}{k}-1\right)^2\right] = 2gH - \frac{8 \times 0{,}0035\, L}{D} u^2.$$

Indem er den Contractionscoefficienten k für den Eintritt des Waſſers in das Rohr $= 0{,}59$ ſetzte, erhielt Eytelwein den nummeriſchen Werth von

$$1+\left(\frac{1}{k}-1\right)^2 = 1{,}515$$

und es wird ſomit die Geſchwindigkeit

$$u = 26{,}44\sqrt{\frac{HD}{L+54D}}.$$

Diese Eytelwein'sche Formel giebt für größere Rohrleitungen mindestens ebenso genaue Werthe als die Prony'sche und könnte insoferne der letztern vorgezogen werden, als sie den Verlust des Wassers an lebendiger Kraft beim Eintritt in die Rohrleitung berücksichtigt; welcher Verlust bei langen Rohrleitungen allerdings sehr klein ist. —

§ 168.

Darcy's Versuche über die Bewegung des Wassers in Rohrleitungen.

Im Auftrage der französischen Regierung hat Darcy eine Reihe von Versuchen angestellt, um in die noch unbestimmten oder zweifelhaften Fragen über den Widerstand des Wassers in Rohrleitungen Licht zu bringen. In nicht weniger als 198 Versuchen experimentirte Darcy mit wissenschaftlicher Genauigkeit mit gußeisernen, eisenblechenen, bleiernen, gläsernen alten und neuen, angestrichenen und reinen Röhren von den kleinsten Weiten bis zu einem Durchmesser von $^1/_2$ Meter und mit Rohrleitungen von 50 bis 100 Meter Länge. Es wurde ferner bei diesen Versuchen nicht blos das Gefälle und die durchgeflossene Wassermenge bestimmt, sondern es handelte sich besonders auch darum, neben dem Totalwiderstand des Wassers beim Durchfluß durch die Leitungen den Druck an jeder Stelle der Leitungen zu messen und den Verlust des Wassers an lebendiger Kraft beim Eintritt in die Leitungen zu bestimmen.

Zu diesem Zwecke wurde der in den Rohrleitungen und zwar an den verschiedensten Stellen herrschende Druck mit einem Piezometer bestimmt; es wurde ferner der Druck des Wassers im Reservoir vor dem Eintritte in die Leitung bestimmt. Die Geschwindigkeit des Wassers ließ man dabei von 0,03 Meter bis zu 5 und 6 Metern wechseln, also innerhalb der ganzen in der Praxis vorkommenden Ausdehnung derselben. Aus den Darcy'schen Versuchen haben sich denn die nachfolgenden Resultate ergeben:

1) Ist die Beschaffenheit des Rohrmateriales von wesentlichem Einfluß auf die Reibungswiderstände.
2) Ist bei mit Theer angestrichenen Röhren die wirklich durchfließende Wassermenge im Verhältnisse von 4 : 3 größer als die nach der Prony'schen Formel erhaltene.
3) Ist die wirklich durchfließende Wassermenge bei längere Zeit gebrauchten gußeisernen Röhren wesentlich kleiner, als nach

der Prony'ſchen Formel; bei ganz friſch gereinigten Röhren gab dagegen die Prony'ſche Formel mit den Verſuchen übereinſtimmende Reſultate.

4) Im Allgemeinen giebt die Prony'ſche Formel für Röhren von kleinem Durchmeſſer zu große und für Röhren von großem Durchmeſſer zu geringe Werthe für die durchfließende Waſſermenge.

5) Der Reibungswiderſtand iſt unabhängig von der Preſſung in der Leitung.

Eine graphiſche Darſtellung der ſämmtlichen Verſuchsreſultate führte zu dem Ergebniſſe, daß das Geſetz des Reibungswiderſtandes für ſämmtliche Rohrleitungen richtig ausgedrückt wird durch die Formel

$$RI = aU + bU^2,$$

außer für die Rohrleitungen von ganz geringer Weite und für Geſchwindigkeiten unter 0,10 Meter per Secunde, für welche der Reibungswiderſtand einfach der Geſchwindigkeit proportional geſetzt werden kann.

Allein es ändern ſich die Werthe der beiden Coefficienten a und b mit den Rohrweiten und außerdem ſind dieſelben, wie bereits erwähnt, von der Beſchaffenheit des Rohrmaterials abhängig.

Eine Vergleichung der graphiſch dargeſtellten Verſuchsreſultate führte ferner zu dem Ergebniſſe, daß man für Rohrleitungen der verſchiedenſten Durchmeſſer und Neigungen ganz mit der Wirklichkeit übereinſtimmende Reſultate erhält, wenn man den Widerſtand in der Rohrleitung durch die einfache Formel

$$RI = b_1 U^2$$

berechnet, ſobald nur die Geſchwindigkeit in der Leitung einige Decimeter per Secunde erreicht, was in der Praxis ohne Ausnahme der Fall iſt. Für die nummeriſchen Werthe des Coefficienten b_1 fand Darcy:

a) bei eiſenblechenen mit Theer angeſtrichenen Rohrwandungen . . . . . $b_1 = 0{,}00043390$;

b) bei neuen gußeiſernen, nicht angeſtrichenen Rohrwandungen . . . . . $b_1 = 0{,}000584393$;

c) bei gußeiſernen, mit einer durch längern Gebrauch entſtandenen Niederlage bedeckten Röhrenwänden . . . . . $b_1 = 0{,}001167779$.

Wie man daraus erſieht, iſt der Einfluß der Beſchaffenheit der Rohrwände ein ſehr weſentlicher. Nachdem ferner nachgewieſen worden war, daß der Werth der Coefficienten b_1 für ein und daſſelbe Material

mit dem wachsenden Durchmesser der Leitung abnimmt, suchte Darcy einen Ausdruck zur Bestimmung dieses Werthes und fand:

$$b_1 = a + \frac{b_{II}}{R},$$

wenn R der Halbmesser des Rohres ist, und speciell für eisenblechene und gußeiserne neue, nicht angestrichene Rohre war der Werth von

$$b_1 = 0{,}000507 + \frac{0{,}00000647}{R}$$

übereinstimmend mit der Wirklichkeit für Röhren der verschiedensten Durchmesser.

Mit Hülfe dieser Formel hat Darcy die nachfolgenden beiden Tabellen berechnet, welche für die verschiedensten Rohrweiten die Werthe des Coefficienten b_1, ferner diejenigen der Größen $\frac{b_1}{R}$ und $\sqrt{\frac{R}{b_1}}$ enthält. Für Röhren, die bereits längere Zeit im Gebrauche sind, was schließlich für jede neu zu erstellende Rohrleitung angenommen werden muß, sind die Werthe von b_1 ohne Ausnahme doppelt so groß zu nehmen, als die Tabelle angiebt.

Tabelle über die Werthe von b_1; $\frac{b_1}{R}$ und $\sqrt{\frac{R}{b_1}}$ für neue gußeiserne Röhren.

Durchmesser D	Halbmesser R	Werth von b_1	Werth von $\frac{b_1}{R} = \frac{2b_1}{D}$	Werth von $\sqrt{\frac{R}{b_1}} = \sqrt{\frac{D}{2b_1}}$
Meter	Meter			
0,010	0,0050	0,0018010	0,360200	1,6660
0,020	0,0100	0,0011540	0,115400	2,9430
0,027	0,0135	0,000986	0,073056	3,6990
0,030	0,0150	0,000938	0,062555	3,9980
0,040	0,0200	0,000830	0,041525	4,9070
0,050	0,0250	0,000765	0,030632	5,7130
0,054	0,0270	0,000746	0,027653	6,0130
0,060	0,0300	0,000722	0,024089	6,4430
0,070	0,0350	0,000691	0,019767	7,1020
0,080	0,0400	0,000668	0,016718	7,7330

Durchmeſſer D	Halbmeſſer R	Werth von b_1	Werth von $\frac{b_1}{R}=\frac{2b_1}{D}$	Werth von $\sqrt{\frac{R}{b_1}}=\sqrt{\frac{D}{2b_1}}$
Meter	Meter			
0,081	0,0405	0,000666	0,016463	7,7930
0,090	0,0450	0,000650	0,014461	8,3150
0,100	0,0500	0,000636	0,012728	8,8630
0,108	0,0540	0,000626	0,011607	9,2310
0,110	0,0550	0,000624	0,011357	9,3830
0,120	0,0600	0,000614	0,010247	9,8780
0,130	0,0650	0,000606	0,009331	10,352
0,135	0,0675	0,000602	0,008931	10,5810
0,140	0,0700	0,000599	0,008563	10,8060
0,150	0,0750	0,000593	0,007910	11,2430
0,160	0,0800	0,000587	0,007348	11,6650
0,162	0,0810	0,000586	0,007245	11,7480
0,170	0,0850	0,000583	0,006860	12,0730
0,180	0,0900	0,000578	0,006432	12,4680
0,190	0,0950	0,000575	0,006053	12,7050
0,200	0,1000	0,000571	0,005717	13,2250
0,210	0,1050	0,000568	0,005415	13,5880
0,216	0,1080	0,000566	0,005249	13,8020
0,220	0,1100	0,000565	0,005143	13,9430
0,230	0,1150	0,000563	0,004897	14,2880
0,240	0,1200	0,000560	0,004674	14,6260
0,250	0,1250	0,000558	0,004470	14,9560
0,260	0,1300	0,000556	0,004282	15,2800
0,270	0,1350	0,000554	0,004110	15,5970
0,280	0,140	0,000553	0,003951	15,908
0,290	0,145	0,000551	0,003804	16,213
0,300	0,150	0,000550	0,003667	16,512
0,310	0,155	0,000548	0,003540	16,806
0,320	0,160	0,000547	0,003421	17,095
0,325	0,1625	0,000546	0,003365	17,238
0,330	0,1650	0,000546	0,003310	17,380
0,340	0,1700	0,000545	0,003320	17,660
0,350	0,1750	0,000543	0,003108	17,936
0,360	0,1800	0,000542	0,003016	18,207

Durchmesser D	Halbmesser R	Werth von b_1	Werth von $\frac{b_1}{R}=\frac{2b_1}{D}$	Werth von $\sqrt{\frac{R}{b_1}}=\sqrt{\frac{D}{2b_1}}$
Meter	Meter			
0,370	0,1850	0,000541	0,002929	18,475
0,380	0,1900	0,000541	0,002847	18,739
0,390	0,1950	0,000540	0,002770	18,999
0,400	0,200	0,000539	0,002696	19,256
0,410	0,205	0,000538	0,002627	19,510
0,420	0,210	0,000537	0,002561	19,760
0,430	0,215	0,000537	0,002498	20,007
0,440	0,220	0,000536	0,002438	20,251
0,450	0,225	0,000535	0,002381	20,493
0,460	0,230	0,000535	0,002326	20,731
0,470	0,235	0,000534	0,002274	20,967
0,480	0,240	0,000533	0,002224	21,200
0,490	0,245	0,000533	0,002177	21,431
0,500	0,250	0,000532	0,002131	21,659
0,550	0,275	0,000530	0,001929	22,767
0,600	0,300	0,000528	0,001761	23,823
0,650	0,325	0,000526	0,001621	24,835
0,700	0,350	0,000525	0,001501	25,807
0,750	0,375	0,000525	0,001398	26,745
0,800	0,400	0,000523	0,001307	27,650
0,850	0,425	0,000522	0,001228	28,527
0,900	0,450	0,000521	0,001158	29,378
0,950	0,475	0,000520	0,001096	30,205
1,000	0,500	0,000519	0,001039	31,010

§ 169.

Relation zwischen Gefälle, Länge, Weite und Durchflußmenge einer Rohrleitung.

Nach dem Vorhergehenden kann der Widerstand des Wassers in Rohrleitungen ausgedrückt werden durch die Formel

$$\frac{1000}{g} C L b U^2.$$

Es ist also ähnlich wie in § 156

$$M\left\{1+\left(\frac{1}{k}-1\right)^2\right\}U^2 = 2MgH - 2\frac{1000\,SL}{g}bU^2,$$

und wenn k der Querschnitt der Rohrleitung ist, wird das Gewicht der ausfließenden Wassermenge:

$$Mg = 1000\,QU; \qquad \text{somit} \qquad \frac{1000\,U}{g} = \frac{M}{Q}.$$

Für Rohrleitungen von kreisförmigem Querschnitte vom Durchmesser D ist:

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{und} \quad C = \pi D; \qquad \text{somit} \qquad \frac{C}{Q} = \frac{4}{D}.$$

Die obige Formel wird daher:

$$U^2\left\{1+\left(\frac{1}{k}-1\right)^2\right\} = 2gH - \frac{8L}{D}bU^2,$$

woraus folgt:

$$H = \frac{U^2}{2g}\left\{1+\left(\frac{1}{k}-1\right)^2+\frac{8L}{D}b\right\}.$$

Diese Formel dient nun zur Berechnung der erforderlichen Druckhöhe oder des Gefälles H, welches zur Erzeugung der Ausflußgeschwindigkeit U und zur Ueberwindung sämmtlicher Widerstände des Wassers in der Leitung erforderlich ist.

Der Eintrittcoefficient k hat ungefähr den Werth $k = 0{,}60$ und es wird dann:

$$1+\left(\frac{1}{k}-1\right)^2 = 1+\left(\frac{1}{0{,}60}-1\right)^2 = 1{,}443.$$

Es wird daher für diesen Werth von $k = 0{,}60$, wenn also der Einlauf ins Rohr nicht der natürlichen Zusammenziehung des Strahles nach geformt ist:

$$H = \frac{U^2}{2g}\left\{1{,}443+\frac{8L}{D}b\right\}.$$

§ 170.

Rohrleitungen von großer Länge.

Bei einer großen Länge der Rohrleitung kann der Verlust an lebendiger Kraft beim Eintritt in die Rohrleitung gegenüber dem Reibungswiderstande vernachlässigt werden, so daß man hat:

$$gH = \frac{4L}{D}bU^2.$$

In dieser Formel hat nun Darcy $\frac{b}{g} = b_1$ gesetzt, wonach dieselbe folgende Form annimmt:

$$\frac{1}{4} D \frac{H}{L} = \frac{b}{g} U^2 \quad \text{oder:} \quad \frac{1}{4} D I = b_1 U^2.$$

Gebraucht man die Formel von Darcy: $R I = b_1 U^2 = \frac{1}{4} D I = \frac{b_1 U^2}{2}$,

so hat man gegenüber den obigen Formeln darauf zu achten, daß in derselben

der Factor $\frac{b}{g}$ der frühern Formeln durch denjenigen $\frac{b_1}{2}$ ersetzt ist,

so daß

$$\frac{b}{g} = \frac{b_1}{2} \quad \text{und} \quad b = \frac{b_1 g}{2} \quad \text{ist.}$$

Nach dieser Darstellungsweise Darcy's wird also der Widerstand der Rohrleitung

$$\frac{1000 C L}{g} b U^2 = \frac{1000 C L}{2} b_1 U^2 = \frac{1000 \pi D L}{2} b_1 U^2,$$

und die in 1 Secunde von diesem Widerstande absorbirte Arbeit ist:

$$\frac{1000 C L}{2} b_1 U^2 = \frac{1000 . 3{,}14 D L}{2} b_1 U^2,$$

wobei der Coefficient b_1 die in den frühern Paragraphen erwähnten Werthe besitzt.

§ 171.

Anwendung der Formeln von Darcy zur Berechnung von Rohrleitungen.

Da jede neue Rohrleitung sich in kurzer Zeit mit einem Niederschlage überzieht, wird an dieser Stelle noch einmal darauf aufmerksam gemacht, daß für alle Rohrleitungen die Werthe des Coefficienten b_1 (angegeben in § 161) doppelt zu nehmen sind.

Die Formel

$$R I = b_1 U^2; \; = \text{ oder } \frac{D}{2} I = b_1 U^2$$

giebt für das Gefälle I per 1 laufenden Meter Rohrleitung:

$$I = \frac{b_1}{R} U^2. \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 1)$$

Dieſe Formel dient alſo zur Berechnung des Gefälles per laufenden Meter für eine Rohrleitung, in welcher bei einem gegebenen Durchmeſſer $D = 2R$ das Waſſer mit der Geſchwindigkeit U durchfließen ſoll.

Aus derſelben Formel folgt:

$$U = \sqrt{I \frac{R}{b_1}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 2)$$

Dieſe Formel dient zur Berechnung der Geſchwindigkeit U, mit welcher das Waſſer durch eine Rohrleitung von gegebener Weite $D = 2R$ bei dem vorhandenen Gefälle I per laufenden Meter durchfließt.

Es iſt ferner:

$$Q = \frac{D^2}{1{,}273} U; \qquad U^2 = \frac{(1{,}273\ Q)^2}{D^4},$$

alſo auch:

$$\frac{D\,I}{2} = b_1 \frac{1{,}273}{D^4} Q^2; \quad \text{und} \quad D^5 I = 3{,}241\, b_1 Q^2;$$

und

$$D = \sqrt[5]{\frac{3{,}241\, b_1 Q^2}{I}}, \quad \ldots \quad 3)$$

welche Formel zur Beſtimmung D des Durchmeſſers einer Rohrleitung dient, welche bei gegebenem Gefälle eine Waſſermenge Q durchfließen laſſen ſoll.

Es wird auch nach derſelben Formel:

$$I = \frac{3{,}241\, b_1}{D^5} Q^2 \quad \ldots\ldots \quad 4)$$

Beim Gebrauche der Formel 3 hängt der als bekannt vorausgeſetzte Coefficient b_1 vom geſuchten Durchmeſſer ab. Um den letztern dennoch finden zu können, nimmt man einen erſten leicht zu ſchätzenden Werth von b_1 nach § 161 an, ſucht D und beſtimmt nun den dieſem entſprechenden Werth von b_1, mit welchem nun die Rechnung für D wiederholt wird.

In allen dieſen Formeln iſt der Werth von b_1 für Röhren aus beliebigem Materiale, nachdem ſie durch längern Gebrauch mit einem Niederſchlage überzogen ſind, das Doppelte der in der Tabelle § 161 angegebenen Werthe, alſo gleich:

$$b_1 = 2 \times 0{,}000507 + \frac{0{,}00000647}{R} \quad \ldots \quad 5)$$

Mit Hülfe der Formeln 1 bis 5 laſſen ſich alle Fragen beantworten, welche bei der practiſchen Ausführung einer Rohrleitung geſtellt werden können oder müſſen.

§ 172.

Levy's Ableitung der mittlern Geschwindigkeit des Wassers in Rohrleitungen.

Aus der regelmäßigen Form der Curven, welche nach Fig. 177 a Tafel 21 die Puncte gleicher Geschwindigkeit im Querschnitte einer Rohrleitung verbinden (vergleiche § 153) geht hervor, daß die Geschwindigkeit, welche im Centrum am größten ist und gegen die Wände zu nach einem gewissen Gesetze abnimmt, eine Function der (größten) Geschwindigkeit des mittlern Wasserfadens, des Rohrdurchmessers und der Beschaffenheit (Rauheitsgrades) der Rohrwandung sein muß.

Von diesem Standpunkte ausgehend, hat Levy in seinem Werke — „Théorie d'un courant liquide a filets rectiligues et paralléles." Paris 1867 — auf überzeugende Weise nachgewiesen, daß auch die Darcy-Bazin'sche Formel noch nicht ganz genau für alle Geschwindigkeiten und Rohrdimensionen die Versuchsresultate wiedergiebt und auch nur innerhalb gewisser (freilich ziemlich weiter) Grenzen anwendbar ist.

Levy leitet folgende Ausdrücke ab unter dem Nachweise, daß dieselben allgemeine Gültigkeit besitzen und für alle Dimensionen und Geschwindigkeiten genau mit den Versuchsresultaten übereinstimmen:

Drückt man die mittlere Geschwindigkeit v durch die einfachste Regel aus:

$$v = k\sqrt{I},$$

so erhält der Coefficient k den Werth

a) für längere Zeit gebrauchte Röhren

$$k = 20{,}5\sqrt{R\,(1+3\sqrt{R})},$$

b) für neue gußeiserne Röhren

$$k = 36{,}4\sqrt{R\,(1+\sqrt{R})}.$$

Die nachfolgende Tabelle giebt den Werth des Coefficienten k für längere Zeit im Gebrauche befindliche Rohrleitungen, sowie einige andere die Rechnung erleichternde Größen.

Die Tabelle verdient allgemein angewendet zu werden und es muß der Verfasser an Stelle einer weitern Begründung (für welche der Raum hier fehlt) auf das oben citirte Werk verweisen.

Tabelle zur Berechnung

Durchmeſſer D	Halbmeſſer R	Querſchnitt πR^2	$k = 20{,}5\sqrt{R}\sqrt{1+3\sqrt{R}}$.	Werth von $k \times \pi R^2$.
0,01	0,005	0,000078	1,578	0,00012308
0,02	0,01	0,000314	2,337	0,00073382
0,027	0,0135	0,0005725	2,747	0,00157279
0,03	0,015	0,000707	2,320	0,00207292
0,04	0,02	0,001257	3,444	0,00432911
0,05	0,025	0,001953	3,915	0,00768514
0,054	0,027	0,002290	4,100	0,00938986
0,06	0,030	0,002827	4,428	0,01251795
0,07	0,035	0,003848	4,776	0,01837805
0,08	0,040	0,005026	5,166	0,02596431
0,081	0,0405	0,005153	5,207	0,02683167
0,09	0,045	0,006361	5,555	0,03533535
0,10	0,050	0,007854	5,804	0,04557562
0,108	0,054	0,009160	6,191	0,05671513
0,11	0,055	0,009503	6,252	0,05941276
0,12	0,060	0,011309	6,621	0,07487689
0,13	0,065	0,013273	6,929	0,08997682
0,135	0,0675	0,014313	7,052	0,10093527
0,14	0,070	0,015393	7,257	0,11170700
0,15	0,075	0,017671	7,564	0,13466344
0,16	0,080	0,020116	7,872	0,15827443
0,162	0,081	0,020612	7,913	0,16310276
0,17	0,085	0,022698	8,159	0,18519298
0,18	0,090	0,025446	8,466	0,21502584
0,19	0,095	0,028352	8,753	0,24816505
0,20	0,100	0,031415	9,040	0,28399160
0,21	0,105	0,034636	9,307	0,32235725
0,216	0,108	0,036643	9,471	0,34704584
0,22	0,110	0,038013	9,594	0,36469672
0,23	0,115	0,041547	9,860	0,40965242
0,24	0,120	0,045238	10,127	0,45813593
0,25	0,125	0,049087	10,399	0,51045571
0,26	0,130	0,053093	10,660	0,56597138
0,27	0,135	0,057255	10,906	0,62442303
0,28	0,140	0,061573	11,193	0,63985521
0,29	0,145	0,066052	11,418	0,75418173
0,30	0,150	0,070685	11,664	0,82446980
0,31	0,155	0,075476	11,910	0,89891920
0,32	0,160	0,080424	12,156	0,97763414
0,325	0,1625	0,082957	12,279	1,01862900
0,33	0,165	0,085529	12,382	1,05902008
0,34	0,170	0,090792	12,628	1,14652137
0,35	0,175	0,096211	12,874	1,23852042

von Rohrleitungen.

Durchmesser D	Halbmesser R	Querschnitt πR^2	$k = \frac{}{20{,}5\sqrt{R}\sqrt{1+3\sqrt{R}}}$	Werth von $k \times \pi R^2$.
0,36	0,180	0,101787	13,099	1,33307910
0,37	0,185	0,107521	13,345	1,43486774
0,38	0,190	0,113411	13,550	1,53671905
0,39	0,195	0,118459	13,796	1,64806636
0,40	0,200	0,125663	14,022	1,76204658
0,41	0,205	0,132025	14,227	1,87831967
0,42	0,210	0,138544	14,452	2,00223789
0,43	0,215	0,145220	14,678	2,13153916
0,44	0,220	0,152052	14,903	2,26603096
0,45	0,225	0,159045	15,049	2,39346820
0,46	0,230	0,166190	15,334	2,54835746
0,47	0,235	0,173494	15,559	2,69939314
0,48	0,240	0,180955	15,764	2,85257462
0,49	0,245	0,188574	15,969	3,01128721
0,50	0,250	0,196345	16,195	3,17980727
0,52	0,260	0,213371	16,625	3,53066889
0,54	0,270	0,229021	17,035	3,90137273
0,55	0,275	0,237582	17,240	4,09591368
0,56	0,280	0,246301	17,445	4,29672094
0,58	0,290	0,264208	17,835	4,71214968
0,60	0,300	0,282743	18,245	5,15855603
0,62	0,310	0,301907	18,634	5,62573504
0,64	0,320	0,321699	19,044	6,12643575
0,65	0,325	0,331830	19,331	6,51460573
0,66	0,330	0,342118	19,413	6,64163673
0,68	0,340	0,363168	19,883	7,19181590
0,70	0,350	0,384845	20,192	7,77079024
0,74	0,370	0,430084	20,951	9,01068988
0,75	0,375	0,441786	21,135	9,33714711
0,76	0,380	0,453645	21,320	9,66171140
0,78	0,390	0,477836	21,618	10,11486700
0,80	0,400	0,502654	21,976	11,04632430
0,82	0,410	0,528101	22,427	11,84372112
0,84	0,420	0,554177	22,775	12,62143117
0,85	0,425	0,567450	22,960	13,0286520
0,86	0,430	0,580880	23,144	13,4438867
0,88	0,440	0,608211	23,493	14,30870102
0,90	0,450	0,636172	23,802	15,14216594
0,92	0,460	0,664761	24,210	16,09386338
0,94	0,470	0,693978	24,559	17,0434056
0,96	0,480	0,723823	24,907	18,02825946
0,98	0,490	0,754296	25,256	19,05049977
1,00	0,500	0,785397	25,604	20,24930478

§ 173.

Vergleichung der verſchiedenen Formelergebniſſe und Grenze der Anwendbarkeit der Formeln.

Die Vergleichung der Ergebniſſe der Formeln von Darcy-Bazin und von Levy mit den Verſuchsreſultaten zeigt, daß die letztere für alle Geſchwindigkeiten und für alle Rohrweiten von über 40 Millimetern gute Reſultate ergiebt, während die Formel von Darcy bei Rohrleitungen von mehr als 240 Millimeter Durchmeſſer für längere Zeit im Gebrauche befindliche Röhren bereits kleinere Abweichungen zeigt, die mit der Vergrößerung der Weite der Rohrleitung wachſen.

An dieſer Stelle mag noch angeführt werden, daß die Formel für die Geſchwindigkeit des Waſſers in Rohrleitungen, reſpective der Gefällsverluſt in Weißbach's Ingenieur- und Maſchinen-Mechanik ebenfalls nicht allgemein gültig iſt, nur für kleinere Geſchwindigkeiten und Rohrlängen richtige Reſultate ergiebt und nur dann Anwendung finden darf, wenn die Länge der Rohrleitung nicht mehr als das Hundertfache des Rohrdurchmeſſers beträgt.

§ 174.

Gefällverluſte durch Krümmungen in Rohrleitungen.

Dubuat hat über dieſen Gegenſtand eine Reihe Verſuche angeſtellt und zwar mit Rohrleitungen von 0,027 Meter bis 0,54 Meter Durchmeſſer und von verſchiedenen Längen, in welche Krümmungen von verſchiedenem Radius eingefügt wurden. Die erhaltenen Durchflußmengen wurden ſchließlich mit denjenigen in geraden Röhren bei demſelben Gefälle und Durchmeſſer verglichen.

Auf Grundlage dieſer Verſuche hat Navier folgenden Ausdruck abgeleitet:

Nennt man: u die Geſchwindigkeit des Waſſers in der Röhre; r den Radius der Krümmung; s die Bogenlänge des gekrümmten Theils und z den Gefällsverluſt oder den Verluſt an Druckhöhe, welchen dieſe Krümmung verurſacht, ſo iſt:

$$z = \frac{u^2}{2g}(0{,}0039 + 0{,}0186\,r)\frac{s}{r^2}. \quad \ldots \quad 1)$$

Die Urſache des Gefällsverluſtes in einer Rohrkrümmung beſteht in einer Zuſammenziehung des Waſſerſtrahles, durch welche das Waſſer mit größerer als der mittlern Geſchwindigkeit des Waſſers im Rohre

durchgepreßt werden muß, wozu eben die Druckhöhe = dem Gefällverluste z verwendet und absorbirt wird. Außerdem entsteht bei einer Rohrkrümmung nach rechtem Winkel ein directer Stoß des Wassers gegen die hintere, den Strahl ablenkende Rohrwandung.

Aus den Versuchen Dubuat's, sowie aus eigenen zu diesem Zwecke angestellten Versuchen hat Weißbach folgende Formel zur Bestimmung des Gefällsverlustes in Krümmungen abgeleitet:

$$y = 0{,}131 + 1{,}847 \left(\frac{i}{r}\right)^{\frac{7}{2}}, \quad \ldots \quad 2)$$

wobei $z = y \frac{u^2}{2g}$; r der Radius der Krümmung; i der Halbmesser der Rohrleitung und wobei vorausgesetzt ist, daß das Wasser um einen Winkel von 90° abgelenkt wird.

Für Knieстücke, in welchen das Wasser plötzlich um einen Winkel 2a von seiner Bewegungsrichtung abgelenkt wird, fand Weißbach

$$y = 0{,}9457 \sin^2 a + 2{,}047 \sin^4 a.$$

Für	$a =$	10°,	20°,	30°,	40°,	45°
wird	$y =$	0,046;	0,139;	0,364;	0,740;	0,984.

§ 175.

Gefällverluste durch Verengungen und Erweiterungen der Rohrleitungen.

Bezeichnet V die mittlere Geschwindigkeit des Wassers in der Rohrleitung; U die Geschwindigkeit des Wassers in der Verengung; U_1 diejenige in der Erweiterung einer Leitung; A_1 den Querschnitt der Verengung; O den Querschnitt einer Erweiterung; m_1 den Coefficienten des Durchflusses an der verengten Stelle, so ist nach § 73 der durch eine Verengung erzeugte Verlust an lebendiger Kraft gleich

$$M(V-U)^2 = M\left(\frac{A}{m_1 A_1} - 1\right)^2 U^2,$$

und der durch eine Erweiterung einer Rohrleitung erzeugte Verlust an lebendiger Kraft ist gleich

$$M(U-U_1)^2 = M U^2 \left(1 - \frac{A}{O}\right)^2.$$

Hat z. B. eine Rohrleitung eine Verengung und eine Erweiterung, so wird:

$$U^2 \left\{1 + \left(\frac{1}{m} - 1\right)^2 + \left(\frac{A}{m_1 A_1} - 1\right)^2 + \left(1 - \frac{A}{O}\right)^2\right\} = 2g \left\{H - \frac{2L}{D} b_1 U^2\right\},$$

wenn man in dem aus den obigen Gleichungen folgenden Ausdrucke:

$$M U^2 + M U^2 \left(\frac{1}{m_1} - 1\right)^2 + M U^2 \left(\frac{A}{m_1 A_1} - 1\right)^2 + M U^2 \left(1 - \frac{A}{O}\right)^2$$
$$= 2 M g H - 2 \frac{1000 S L}{g} \times b U^2 \frac{b \cdot g}{2} = b_1$$

ſetzt, wo b_1 den Coefficienten nach Darcy bezeichnet.

Aus dieſen Beziehungen laſſen ſich folgende Regeln zur Beſtimmung der Gefällsverluſte durch Verengungen und Erweiterungen in Rohrleitungen ableiten:

1) Eine Verengung nach Fig. 180 Tafel 20 erzeugt einen Gefällverluſt z von:

$$z = \frac{U^2}{2g} \left(\frac{A}{A_1 \cdot m} - 1\right)^2 \ldots\ldots\ldots 1)$$

2) Eine Verengung nach Fig. 181 Tafel 20 erzeugt einen Gefällverluſt z von:

$$z = \frac{U^2}{2g} \left\{\left(\frac{A}{A_1}\right)^2 \left(\frac{1}{m} - 1\right)^2 + \left(\frac{A}{A_1} - \frac{A}{A_2}\right)^2\right\}, \ldots 2)$$

wobei A^2 den in Fig. 181 Tafel 20 angegebenen Querſchnitt bezeichnet.

Der Coefficient m hat in den Formeln 1 und 2 den nachfolgenden Werth:

für $\frac{A_1}{A}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
iſt m	0,624	0,632	0,643	0,659	0,681	9,712	0,755	0,813	0,892	1,000.

3) Eine Erweiterung nach Fig. 182 Tafel 20 verurſacht einen Gefällsverluſt z von:

$$z = \frac{U^2}{2g} \left\{\left(1 - \frac{A}{O}\right)^2 + \left(\frac{A}{A_2}\right)^2 \left(\frac{1}{m_1} - 1\right)^2\right\} \ldots 3)$$

Der Coefficient m_1 hat bei demſelben Verhältniſſe $\frac{A_2}{A}$ denſelben Werth wie derjenige m bei derſelben Größe von $\frac{A_1}{A}$.

Die Uebereinſtimmung der Reſultate dieſer Formeln mit den wirklichen Ergebniſſen iſt durch Verſuche von Poncelet und Andern nachgewieſen worden.

V.

Erweiterte Darſtellung

und

practiſche Anwendung der hydrauliſchen Verhältniſſe.

Anleitung

zur practischen Anwendung der hydraulischen Verhältnisse

durch Beispiele.

---

§ 176.

Bestimmung des Wasserdruckes auf Gefäßwände.

1. Es ist der Druck auf die Seitenwand AB eines mit Wasser ganz angefüllten Gefäßes Fig. 183 Tafel 21 zu bestimmen. Die Höhe des Gefäßes A = 2,30 Meter; die Breite B = 3,74 Meter; die Länge C = 4,25 Meter.

Nach § 3 Nr. 2 (auch § 35) ist der Druck auf die Vorderfläche $AB = \frac{A^2 B}{2} y$, wenn y das Gewicht der Cubikeinheit Wasser bezeichnet. Diese Cubikeinheit muß aber immer in demselben Maße ausgedrückt werden, wie die Dimensionen in der Gefäßwand. Sind diese z. B. in Metern ausgedrückt, so muß y in Cubikmetern gegeben sein. Das Gewicht von einem Cubikmeter Wasser ist aber gleich 1000 Kilogramm und also der Druck P auf die Fläche AB

$$P = \frac{A^2 B}{2} \cdot 1000 = \frac{2{,}3 \times 2{,}3 \times 3{,}74}{2} \times 1000 = 9892{,}3 \text{ Kgr.}$$

2. Der Druck auf die Bodenfläche des obigen Gefäßes ist gleich der Höhe der darauf ruhenden Wassersäule × den Flächeninhalt der Bodenfläche, multiplicirt mit dem Gewichte der Cubikeinheit Wasser. Es ist also

$$P = ABC \times y = 2{,}3 \times 3{,}74 \times 4{,}25 \times 1000 = 36558{,}5 \text{ Kgr.}$$

3. Iſt die Wand des Gefäßes, auf welche der Waſſerdruck beſtimmt werden ſoll, ein Paralleltrapez nach Fig. 184 Tafel 21, ſo hat man ſich daran zu erinnern, daß die Höhe des Waſſerdruckes durch den Abſtand des Waſſerſpiegels vom Schwerpunkt i der fraglichen Fläche gemeſſen wird.

Man hat daher hier zunächſt die Lage des Schwerpunktes, d. h. den Abſtand z_1 deſſelben aufzuſuchen. Dieſer Abſtand iſt

$$z_1 = \left(\frac{A + 2A_2}{A + A_2}\right)\frac{B}{3} = \frac{2{,}5 + 2 \times 3{,}4}{2{,}5 + 3{,}4} \times \frac{1{,}8}{3} = 0{,}942 \text{ M.}$$

Der Flächeninhalt der Wand des Gefäßes iſt nun

$$F = \frac{(A + A_2)\,B}{2} = \frac{(2{,}5 + 3{,}4)\,1{,}8}{2} = 5{,}31 \text{ □M.}$$

Alſo der Waſſerdruck auf dieſe Fläche

$$P = \left(\frac{A + 2A_2}{A + A_2}\right)\frac{B}{3} \times \frac{A + A_2}{2}(B) = 0{,}942 \times 5{,}31 = 5002 \text{ Kgr.}$$

Steht das Gefäß umgekehrt, mit der breiten Seite nach oben, ſo iſt z die Höhe des Waſſerdruckes und man hat zur Beſtimmung dieſes Werthes folgenden Ausdruck:

$$z = \frac{A_2 + 2A}{A_2 + A}\left(\frac{B}{3}\right);$$

wenn B der Abſtand der beiden Parallelen iſt.

§ 177.

Ueber das ſpecifiſche Gewicht der Körper.

Die Größe, welche anzeigt, wievielmal das Gewicht eines beliebigen Volumens eines Körpers größer oder kleiner iſt als das Gewicht des gleichen Volumens Waſſer, heißt das ſpecifiſche Gewicht dieſes Körpers. Die nachfolgende Tabelle enthält das ſpecifiſche Gewicht der verſchiedenen am meiſten gebräuchlichen Materialien.

Tabelle über die specifischen Gewichte.

Benennung der Körper	Specifisches Gewicht	Benennung der Körper	Specifisches Gewicht
Platin, gehämmert . .	21,539	Holzfaser, fest	1,500
Gold, geschmolzen . . .	19,258	Ahornholz, lufttrocken .	0,645
Silber	10,474	Apfelbaumholz	0,733
Queckſilber bei 0° . .	13,596	Birkenholz	0,738
Kupfer, gehämmert . .	9,000	Birnbaum	0,732
„ gegoſſen . . .	8,85	Buchenholz	0,590
Blei, geſchmolzen . . .	11,352	Buchsbaum	0,942
Zinn	7,291	Tannenholz, trocken . .	0,555
Zink, geſchmolzen . . .	7,037	„ „ friſch gefällt	0,894
Wismuth	9,822	Eichenholz	0,693
Gußeiſen	7,207	Erlenholz	0,500
Schmiedeiſen	7,788	Eſchenholz	0,670
Stahl, gehärtet . . .	7,816	Weißbuche	0,769
Gußſtahl	7,919	Kiefernholz	0,550
Meſſing	8,400	Kork	0,240
Kanonen-Metall . . .	8,788	Lindenholz	0,499
Kalkſtein, dichter . . .	2,450	Nußbaumholz	0,660
Alabaſter	2,611	Pockholz	1,263
Kreide	2,700	Rothtanne	0,472
Gyps, gegoſſen und trocken	0,973	Eis bei 0°	0,916
Quarz	2,624	Meerwaſſer	1,027
Sandſtein	2,350	Waſſer bei 4° C. . . .	1,000
Thonſchiefer	2,670	Milch	1,030
Baſalt	2,662	Mahagoniholz	0,754
Granit	2,801	Lerchenholz	0,563
Steinkohle (Schwarzkohle)	1,825	Pappelholz	0,387
Braunkohle	1,200	Saalweide	0,529
Ziegel, gebrannte . . .	1,812	Leinöl	0,940
Sand, gewöhnlicher, trocken	1,638	Rüböl	0,914
Erde, lehmige, friſche . .	2,060	Salzſäure, concentrirt .	1,200
„ trockene	1,930	Salpeterſäure „ .	1,500
Ziegelmauer mit Kalkmörtel	1,627	Schwefelſäure „ .	1,841
Bruchſteinmauer, friſch .	2,460	Abſolutes Alkohol 15° .	0,795
„ „ trocken .	2,400	Kriſtallglas	2,892
Sandſteinmauer, friſch .	2,100	Porzellan	2,319
„ „ trocken .	2,000	Lehm	1,52
Fenſterglas	2,640	Atmoſphäriſche Luft . .	0,0013

§ 178.

Aufgaben über das specifische Gewicht und die Schwimmtiefe der Körper.

1. In ein vertical stehendes cylindrisches Gefäß von 0,10 Meter innerer Weite werden 12 Kilogramm Quecksilber gegossen. Welche Höhe wird dasselbe im Gefäße einnehmen, wenn das specifische Gewicht des Quecksilbers = 13,596 ist?

Ist R der Halbmesser des Gefäßbodens, so ist der Querschnitt des Gefäßes $R^2\pi$ und da R = 5 Centimeter und π bekanntlich = 3,141592, so ist dieser Querschnitt gleich 3,141592 × 25 = 78,54 □Centimeter.

Nennt man nun H die Höhe der Flüssigkeit im Gefäße, so ist das Volumen derselben gleich 78,54 × H. Dieses Volumen ist aber auch $= \frac{12000}{13,596} = 882,612$ Cubikcentimeter.

Man hat also die Gleichung:

$$78,54\,H = 882,612 \quad \text{und} \quad H = \frac{882,612}{78,54} = 11,24 \text{ Cm.}$$

2. Welches ist das Volumen und das Gewicht eines Cylinders aus Eichenholz, dessen Länge 2,5 Meter und dessen Durchmesser 0,3 Meter beträgt? Das specifische Gewicht des Eichenholzes werde zu 1,17 angenommen.

Sei R der Halbmesser des Cylinders, H dessen Länge und V sein Volumen, so ist

$$V = \pi R^2 H = 3,141592 \times 2,25 \times 25 = 176,71 \text{ Cub.-Dm. und}$$
$$P = 176,71 \times 1,17 = 206,76 \text{ Kgr.}$$

3. Wie groß ist eine Kugel vom specifischen Gewichte = 5, wenn sie beim Eintauchen ins Wasser 25 Kilogramm von ihrem Gewichte verliert?

Das ganze Gewicht der Kugel ist 5 × 25 = 125 Kilogramm und ihr Volumen $I = \frac{125}{5 \times 1000} = 0,025$ Cubikmeter.

Es ist somit der Halbmesser r der Kugel

$$r = \sqrt[3]{\frac{I}{4,1888}} = \sqrt[3]{\frac{0,025}{4,1888}} = 0,18 \text{ M.}$$

4. Ein Parallelepiped von Eis (Fig. 185 Tafel 21) schwimmt im Meerwasser, dessen specifisches Gewicht = 1,026. Das specifische Gewicht des Eises ist = 0,930. Wie tief sinkt das Eisstück ins Wasser ein und wie hoch ragt es darüber empor?

Die Dimensionen des Eisstückes sind folgende: AB = 20,45 Meter; AC = 15,75 Meter und AD = 10,50 Meter.

Das Gewicht des Eisstückes ist = AB × AC × AD × 930. Das Volumen des eingetauchten Eises ist = AB × AC × DE und das Gewicht des von ihm verdrängten Wassers ist = AB × AC × DE × 1026. Da nun nach § 5 das Gewicht des vom Eisstücke verdrängten Wassers gleich dem ganzen Gewicht des Eisblockes sein muß, so ist nach Weglassung der gleichen Factoren:

$$AD \times 930 = DE \times 1026; \quad \text{also}$$

$$DE = \frac{AD \times 930}{1026} = \frac{105 \times 930}{1026} = 95{,}17 \text{ Decim.}$$

$$\text{und} \quad AE = 105 - 95{,}17 = 9{,}83 \text{ Dm.}$$

5. Wie tief sinkt eine Kugel vom Gewichte P ins Wasser ein, wenn der Halbmesser derselben = r ist?

Nennt man die Tiefe der Eintauchung = x und das Gewicht der Cubikeinheit Wasser = p, so muß die Kugel so tief einsinken, bis das Volumen des verdrängten Wassers $= \frac{P}{p}$ ist.

Dieses Volumen ist aber

$$v = \pi x^2 \left(r - \frac{x}{3}\right).$$

Daraus ergiebt sich der Ausdruck:

$$x^3 - 3rx^2 + \frac{3P}{\pi p} = 0.$$

Durch probeweises Einsetzen verschiedener Werthe von x, bis dieser Ausdruck gleich Null wird, findet man bald den richtigen Werth der Eintauchung x.

Ist z. B. das Gewicht P der Kugel = 20 Kgr. und deren Radius r = 0,40 Meter und nimmt man schätzungsweise ungefähr an, die Kugel werde 0,30 Meter tief eintauchen, so wird:

$$0{,}3^3 - 3 \times 0{,}40 \times 0{,}3^2 + \frac{3 \times 20}{3{,}14 \times 1000} = -0{,}05.$$

Statt gleich Null wird also der Werth des Ausdruckes negativ und es ist somit die Eintauchung zu groß angenommen.

Setzt man nun statt 0,3 Meter $x = 0{,}15$ Meter, so wird

$$0{,}15^3 - 3 \times 0{,}4 \times 0{,}15^2 + \frac{3 \times 20}{3140} = -0{,}005.$$

x ist also immer noch etwas zu groß. Nimmt man daher nun $x = 0{,}13$ Meter, so wird

$$0{,}13^3 - 3 \times 0{,}40 \times 0{,}13^2 + \frac{3 \times 20}{3140} = 0$$

und es ist somit die Eintauchungstiefe x der Kugel = 0,130 Meter.

6. Wie tief sinkt eine Kugel vom Halbmesser r ins Wasser ein, wenn das specifische Gewicht derselben = z ist?

Für diesen Fall ergiebt sich die Gleichung:

$$x^3 - 3rx^2 + 4r^3z = 0$$

und man findet sodann die Tiefe x der Eintauchung, wenn man wie im vorhergehenden Falle für x verschiedene Werthe einsetzt und probirt, bei welchem derselben der obige Ausdruck = Null wird.

Letzteres ist sodann der richtige Werth von x.

7. Mit welcher Kraft wird eine ganz ins Wasser eingetauchte Korkkugel von 0,30 Meter Halbmesser durch den Auftrieb des Wassers nach oben getrieben, wenn das specifische Gewicht des Korkes 0,25 ist?

Das Gewicht der verdrängten Wassermasse ist

$$4{,}188\,r^3 \times 1000 = 4{,}1888 \times 0{,}3^3 \times 1000 = 113{,}4 \text{ Kgr.}$$

Das Gewicht der Korkkugel ist $0{,}25 \times 113{,}4 = 28{,}3$ Kgr.

Die Differenz dieser beiden Gewichte $113{,}4 - 28{,}3 = 85$ Kgr. ist die Kraft, mit welcher die Kugel im Wasser in die Höhe steigt oder welche man an die Kugel anhängen muß, damit sie ganz ins Wasser eintaucht.

8. Man hat einen kugelförmigen kupfernen Schwimmer zu construiren, welcher gerade bis zur Hälfte ins Wasser eintauchen soll. Welche Wandstärke darf der Schwimmer erhalten im Verhältniß zum äußern Halbmesser, welcher beliebig gewählt werden kann? Das specifische Gewicht des Kupfers sei = 8,788.

Es sei R der äußere, r der innere Halbmesser und $R - r$ die Wandstärke des Schwimmers. Das gesuchte Verhältniß ist $\frac{R-r}{R}$.

Das äußere Volumen der Hohlkugel ist $\frac{4\pi R^3}{3}$ und das innere Volumen derselben $= \frac{4\pi r^3}{3}$. Das Volumen der Wandung ist daher:

$$\frac{4\pi R^3}{3} - \frac{4\pi r^3}{3} = \frac{4\pi}{3}(R^3 - r^3)$$

und das Gewicht der Hohlkugel ist

$$\frac{4\pi}{3}(R^3 - r^3) \times 8{,}788.$$

Das Volumen des verdrängten Wassers dagegen ist $\frac{1}{2}\frac{4\pi R^3}{3}$.

Es wird daher nach Weglassung des gemeinschaftlichen Factors $\frac{4\pi}{3}$:

$$(R^3 - r^3) \times 8{,}788 = \frac{R^3}{2}; \quad \text{oder} \quad R^3 \times 16576 = r^3 \times 17576.$$

Daraus ergiebt sich:

$$\frac{R}{r} = \sqrt[3]{\frac{17576}{16576}} = 1{,}02 \quad \text{und}$$

$$\frac{R}{1{,}02} = \frac{r}{1}; \quad \frac{R-r}{0{,}02} = \frac{R}{1{,}02} \quad \text{und} \quad \frac{R-r}{R} = \frac{2}{102} = \frac{1}{51}.$$

9. Zwei Flüssigkeiten vom specifischen Gewichte D und D^1 werden zusammengegossen. Welches ist das specifische Gewicht der Mischung, wenn eine Verdichtung des Gemenges $= \frac{1}{m}$ der Summe beider Volumen stattfindet und das Gewicht der beiden Flüssigkeiten $= P$ und P^1 ist?

Die Volumen beider zusammengegossenen Flüssigkeiten sind $\frac{P}{D}$ und $\frac{P^1}{D^1}$ und der mteste Theil ihrer Summe ist $\frac{1}{m}\left(\frac{P}{D} + \frac{P^1}{D^1}\right)$ und es ist somit das Volumen der Mischung

$$\frac{P}{D} + \frac{P^1}{D^1} - \frac{1}{m} \times \left(\frac{P}{D} + \frac{P^1}{D^1}\right) = \left(\frac{P}{D} + \frac{P^1}{D^1}\right)\left(\frac{m-1}{m}\right).$$

Ist nun d das gesuchte specifische Gewicht der Mischung, so ist das Volumen dieser Mischung auch $= \frac{P + P^1}{d}$. Es ist somit:

$$\frac{P + P^1}{d} = \left(\frac{P}{D} + \frac{P^1}{D^1}\right)\left(\frac{m-1}{m}\right); \text{ und } d = \frac{(P + P^1)\,DD^1m}{(PD^1 + P^1D)(m-1)} \quad \text{A)}$$

Wenn statt der Verdichtung eine Ausdehnung des Gemisches stattfinden würde, so erhält man für den obigen Ausdruck:

$$d = \frac{(P + P^1)\,DD^1m}{(PD^1 + P^1D)(m+1)} \quad \text{B)}$$

10. Mischt man 18 Kgr. Schwefelsäure von 1,84 specifischem Gewichte mit 8 Kgr. Wasser, wobei eine Verdichtung des Volumens von $^1/_{32}$ stattfindet, welches wird das specifische Gewicht der Mischung sein?

Die Formel A) der vorigen Nummer ergiebt:

$$d = \frac{(P + P^1)\,DD^1 m}{(PD^1 + P^1D)\,(m-1)} = \frac{(8+18)\,1{,}84 \times 32}{32{,}72 \times 31} = 1{,}50.$$

11. Man gießt P Kgr. einer Flüssigkeit vom specifischen Gewichte D mit P^1 Kgr. einer andern Flüssigkeit vom specifischen Gewichte D^1 zusammen. Es frägt sich nun, ob Verdichtung oder Ausdehnung des Gemenges stattgefunden hat, und welches der Werth der Veränderung der Dichtigkeit ist, wenn das specifische Gewicht des Gemenges d ist?

Löst man behufs Auflösung dieser Aufgabe zunächst die Gleichung A) in Nummer 9 in Bezug auf den Werth von m auf, so erhält man den nachfolgenden Ausdruck:

$$m = \frac{(PD^1 + P^1D)\,d}{(PD^1 + P^1D)\,d - (P + P^1)\,DD^1}. \quad \ldots \quad C)$$

Da nun der Werth von m als Nenner des Ausdruckes $\frac{1}{m}$, welcher die Veränderung der Dichtigkeit mißt, nothwendig positiv sein muß, so ist im Falle einer Verdichtung

$$(PD^1 + P^1D)\,d > (P + P^1)\,DD^1 \quad \text{oder} \quad d > \frac{(P + P^1)\,DD^1}{PD^1 + P^1D}.$$

Dividirt man den Zähler und Nenner dieses Bruches durch DD^1, so erhält man $d > \dfrac{P + P^1}{\frac{P}{D} + \frac{P^1}{D^1}}$.

Da nun $P + P^1$ das Gewicht der Mischung und $\frac{P}{D} + \frac{P^1}{D^1}$ die Summe der Volumen beider Flüssigkeiten ist, so ist der obige Ausdruck von d genau das specifische Gewicht der Verbindung, wenn weder Verdichtung noch Ausdehnung stattgefunden hat.

Hat nun Verdichtung stattgefunden, so ist das specifische Gewicht größer geworden, also

$$d > \frac{P + P^1}{\frac{P}{D} + \frac{P^1}{D^1}}$$

und im Falle einer Ausdehnung

$$d < \frac{P + P^1}{\frac{P}{D} + \frac{P^1}{D^1}}.$$

12. Ein eiserner Kegel ASB Fig. 186 Tafel 21 taucht in Quecksilber ein, dessen Dichtigkeit $= d^1$ ist, während diejenige des Eisens $= d$ ist.

Welches ist das Verhältniß des eingetauchten Theiles OS der Höhe des Kegels zur ganzen Höhe CS?

Sei h die Höhe CS; h^1 diejenige SO; R und r die beiden Halbmesser CB und OK, so ist das Volumen des ganzen Kegels $\frac{\pi R^2 h}{3}$ und sein Gewicht $\frac{\pi R^2 h d}{3}$.

Das Volumen des eingetauchten Kegels dagegen ist $\frac{\pi r^2 h^1}{3}$ und es ist somit das Gewicht der verdrängten Flüssigkeit $\frac{\pi r^2 h^1 d^1}{3}$.

Diese Gewichte müssen einander gleich sein und man hat daher nach Weglassung des gemeinsamen Factors $\frac{\pi}{3}$:

$$R^2 h d = r^2 h^1 d^1; \quad \text{und} \quad \frac{h^1}{h} = \frac{R^2}{r^2} \times \frac{d}{d^1}.$$

Nun sind die Dreiecke BCS und KOS ähnlich, also $\frac{R}{r} = \frac{h}{h^1}$.

Setzt man diesen Werth von $\frac{R}{r}$ in den obigen Ausdruck ein, so wird

$$\frac{h^1}{h} = \frac{h^2}{h^{1\,2}} \times \frac{d}{d^1}; \quad \text{woraus folgt:} \quad \frac{h^{1\,3}}{h^3} = \frac{d}{d^1}; \quad \text{also}$$

$$\frac{h^1}{h} = \frac{\sqrt[3]{d}}{\sqrt[3]{d^1}},$$

d. h. die Höhen der beiden Kegel verhalten sich umgekehrt wie die Cubikwurzeln aus den Dichtigkeiten des Kegels und der Flüssigkeit.

13. Ein Würfel von Blei von 4 Centimeter Seite soll als Schwimmer dienen und zu diesem Zwecke an eine Kugel von Kork aufgehängt werden, welche ganz ins Wasser eintauchen soll. Welchen Durchmesser soll die letztere erhalten, damit der Druck von unten nach oben auf dieselbe so groß wird, daß derselbe dem niederziehenden Bleigewicht das Gleichgewicht hält?

Das specifische Gewicht des Bleies sei $= 11{,}35$ und dasjenige des Korkes $= 0{,}24$.

Das Volumen des Bleiwürfels ist 64 Cubik-Centimeter und sein Gewicht in der Luft $= 64 \times 11{,}35$, im Wasser aber $= 64 \times 11{,}35 - 64 = 662{,}40$ Gramm.

Sei nun r der Halbmesser der Korkkugel (welche hohl sein kann) in Centimetern, so ist ihr Volumen $\frac{4\pi r^3}{3}$ Cubikcentimeter und ihr Gewicht $\frac{4\pi r^3 \times 0{,}24}{3}$ Gramm.

Das Gewicht des von der Korkkugel verdrängten Wassers ist $\frac{4\pi r^3}{3}$ Gramm und es entsteht daher ein Druck nach oben von

$$\frac{4\pi r^3}{3} - \frac{4\pi r^3 \times 0{,}24}{3} = \frac{4\pi r^3 \times 0{,}76}{3}.$$

Dieser Druck muß dem Bleigewichte gleich sein, so daß

$$\frac{4\pi r^3 \times 0{,}76}{3} = 662{,}40 \text{ Gramm},$$

woraus

$$r = \sqrt[3]{\frac{1987{,}20}{3{,}04 \times 3{,}1416}} = 5{,}92 \text{ Cm.}; \quad d = 11{,}84 \text{ Cm.}$$

14. Aus dem Siphon einer Girardturbine soll mit Hülfe einer kleinen Luftpumpe die Luft verdünnt werden, um denselben mit Wasser anzufüllen.

Welche Luftmenge bleibt nach n Kolbenhuben zurück und welches wird ihre Spannung sein, wenn v das Volumen der einfach wirkenden Pumpe, V das Volumen des Siphon und der Rohrleitung und M der totale Inhalt von Pumpe, Leitung und Siphon ist?

Wenn der Kolben der Pumpe gehoben wird, wird das Volumen $V = V + v$, während die Luftmasse dieselbe bleibt. Da nun die Masse der ausgepumpten Luft dem Volumen v proportional ist, so ist, wenn man dieselbe durch m ausdrückt, $\frac{m}{M} = \frac{v}{V+v}$ und $m = \frac{Mv}{V+v}$.

Die zurückbleibende Luftmenge ist daher $= M - \frac{Mv}{V+v} = \frac{MV}{V+v} = M^1$.

Die durch den zweiten Kolbenhub entfernte Luftmenge ergiebt sich auf demselben Wege zu

$$\frac{M^1 v}{V+v} = \frac{Mv}{V+v} \cdot \frac{V}{V+v},$$

und beim dritten Kolbenhub zu

$$\frac{Mv}{V+v}\cdot\frac{V^2}{(V+v)^2}.$$

Es wird somit die beim nten Kolbenhube entfernte Luftmenge

$$\frac{Mv}{V+v}\cdot\frac{V^{n-1}}{(V+v)^{n-1}}$$

und es ist die durch sämmtliche n Hube entfernte Luftmenge =

$$\frac{Mv}{V+v}\left\{1+\frac{V}{V+v}+\frac{V^2}{(V+v)^2}+\frac{V^3}{(V+v)^3}+\cdots+\frac{V^{n-1}}{(V+v)^{n-1}}\right\}.$$

Nun ist die Summe S der sämmtlichen Glieder einer Progression wie der obige in der Klammer eingeschlossene Ausdruck

$$S=\frac{a-lr}{1-r},$$

wenn das erste Glied mit a, das letzte mit l und die Wurzel mit r bezeichnet wird.

Im obigen Ausdrucke ist $a=1$; $r=\frac{V}{V+v}$; $r=\frac{V^{n-1}}{(V+v)^{n-1}}$ und es wird sonach der obige in der Klammer eingeschlossene Ausdruck, d. h. die Summe dessen sämmtlicher Glieder

$$S=\frac{V+v}{v}-\frac{V}{v}\cdot\frac{V^{n-1}}{(V+v)^{n-1}},$$

so daß die Gleichung in die nachfolgende übergeht:

$$\frac{Mv}{V+v}\left\{\frac{V+v}{v}-\frac{V}{v}\cdot\frac{V^{n-1}}{(V+v)^{n-1}}\right\}=M-M\frac{V^n}{(V+v)^n}.$$

Die nach n Kolbenhuben zurückbleibende Luftmenge ist demnach $=M\frac{V^n}{(V+v)^n}$.

Um die Spannung der zurückbleibenden Luftmenge zu berechnen, hat man zu berücksichtigen, daß dieselbe gleich dem Barometerstand von 0,76 Meter Queckfilberhöhe ist. Das specifische Gewicht des Queckfilbers ist gleich 13,59 und es ist daher der Wasserbarometerstand $=13{,}59+0{,}76=10{,}33$ Meter, d. h. der Druck der Luft hält bei der gewöhnlichen atmosphärischen Pressung einer Wassersäule von 10,33 Meter das Gleichgewicht.

Nun ist die Spannung der zurückbleibenden Luftmasse ihrer Menge (Masse) proportional und man hat, wenn f den Wasserdruck derselben bezeichnet:

$$f:10{,}33^m=\frac{MV^n}{(V+v)^n}:M;\quad\text{woraus}\quad f=10{,}33\frac{V^n}{(V+v)^n}.$$

Im nachfolgenden Beispiel soll nachgewiesen werden, wie mit Hülfe dieser Gleichung aus der hervorzubringenden Spannung oder dem Barometerstand f die Anzahl der erforderlichen Kolbenhube gefunden wird. Soll z. B. das Wasser im Siphon sich auf i Meter Höhe erheben, so ist der erforderliche Wasserbarometerstand $f_2 = f - i$; z. B. bei 2 Meter Erhebung des Wassers über seinen ursprünglichen Wasserspiegel soll die Luftpumpe so lang in Thätigkeit bleiben, bis die Spannung der Luft durch den Wasserbarometerstand

$$f_2 = 10{,}33 - 2 = 8{,}33$$

ausgedrückt wird. Aus diesem letztern giebt das nächste Beispiel die erforderliche Anzahl der Kolbenhube der Luftpumpe.

Es ist noch zu erwähnen, daß die Luftverdünnung, respective die Erhebung des Wasserspiegels bereits bei Anfang des Auspumpens der Luft beginnt, daß also sowohl aus diesem Grunde, als auch wegen der unregelmäßigen Form des Siphon, welche ein sehr ungleichförmiges Ansteigen des Wassers bedingt, der Vorgang nicht mathematisch zu verfolgen ist.

Dagegen kann die gegebene Rechnungsart dazu verwendet werden, um die erforderliche Größe der Luftpumpe und ihre Geschwindigkeit zu bestimmmen, da in Folge der eintretenden Verluste die wirkliche Anzahl der Kolbenhube nicht kleiner wird, als die obige Rechnung ergiebt, was sonst wegen der Erhebung des Wasserspiegels schon bei Beginn des Ansaugens der Luft der Fall sein müßte.

15. Wie viele Pumpenkolbenhube sind erforderlich, um die Luft in einer Rohrleitung soweit zu verdünnen, daß die anfängliche atmosphärische Spannung derselben von 0,76 Meter Quecksilber-Barometerdruck auf 0,002 Meter sinkt, wenn das Volumen der Leitung 10 Dekaliter und dasjenige des Kolbenhubes 1 Dekaliter beträgt?

Diese Aufgabe löst sich leicht mit der Formel der obigen Nummer

$$f = \frac{0{,}76\, V^n}{(V+v)^n};$$

wenn man in derselben für $f = 0{,}002$, für $V = 10$ und für $v = 1$ setzt, so daß man erhält

$$\frac{2}{760} = \left(\frac{10}{11}\right)^n; \quad \text{oder} \quad \left(\frac{11}{10}\right)^n = 380.$$

Mit Hülfe der Logarithmen erhält man sofort

$$n \times \log\left(\frac{11}{10}\right) = \log 380; \quad \text{und} \quad n = \frac{\log 380}{\log 11 - \log 10} = 62.$$

§ 178 a.

Mittelpunkt des Wasserdruckes.

Derselbe ist nicht etwa mit dem Schwerpunkt der gedrückten Fläche zu verwechseln. Da der Druck auf jeden Theil einer Fläche von oben nach unten zunimmt, so ist leicht ersichtlich, daß z. B. bei einer rechtwinkligen Fläche der Druck auf die untere Hälfte bedeutend größer ist als auf die obere Hälfte.

Der Mittelpunkt des Wasserdruckes auf eine Fläche ist nun derjenige Punkt, an welchem die Fläche unterstützt werden müßte, um dem ganzen auf dieselbe einwirkenden Drucke das Gleichgewicht halten zu können.

Bei rechtwinkligen Flächen (wie z. B. bei Schützenzügen) fällt der Mittelpunkt des Wasserdruckes auf $^2/_3$ der Höhe unter den Wasserspiegel oder $^1/_3$ der Höhe über die Grundschwelle. Dieß gilt indessen nur für den gewöhnlichen Fall, in welchem die Schütze oder die gedrückte Fläche mit ihrer obern Kante wirklich bis an den Oberwasserspiegel reicht.

Tritt dagegen der Wasserspiegel über den obern Rand der gedrückten (rechtwinkligen) Fläche hervor, d. h. steht letzterer um die Höhe c unter dem Oberwasserspiegel und ist d gleich der Höhe der Fläche (Schütze), ist also die ganze Druckhöhe vom Oberwasserspiegel bis zum Grund der Schwelle $= c + d$, so befindet sich der Mittelpunkt des Druckes unter dem Oberwasserspiegel in einer Höhe h

$$h = \frac{2}{3} \frac{(d+c)^3 - c^3}{(d+c)^2 - c^2}.$$

Für andere Formen der gedrückten Fläche als die rechtwinkligen fallen die Ausdrücke zur Bestimmung des Druckmittelpunktes sehr complicirt aus, und da solche Flächen in der Praxis nicht vorkommen, oder doch sehr selten sind, wird hier von einer weitern Aufführung derselben Umgang genommen.

§ 178 b.

Wasserdruck gegen schiefe Flächen oder gegen ebene Flächen in schiefer Richtung.

Dieser Fall kommt in der Anwendung häufig vor und man wird bei aufmerksamer Betrachtung leicht finden, daß man in solchen Fällen den Inhalt der drückenden Wassersäule dadurch findet, daß man die

horizontale Projection der gedrückten Fläche rechtwinklig auf die gegebene Richtung mit dem Abstande des Oberwasserspiegels über dem Schwerpunkt der gedrückten Fläche multiplicirt.

So ist z. B. bei einem Teichdamme Fig. 260 Tafel 33 der Druck auf die schiefe Fläche ce des Dammes in der Richtung af gleich einer Wassersäule von der Höhe ab, der Breite cd und der Länge gleich derjenigen des Dammes.

Der Druck in der Richtung ag dagegen ist größer und zwar gleich demjenigen einer Wassersäule von der Höhe ab, der Breite ce und der Länge gleich derjenigen des Dammes.

Dabei ist a für beide Fälle der Schwerpunkt der gedrückten Fläche.

Der Druck auf dieselbe Fläche ce in verticaler Richtung ist dagegen gleich einer Wassersäule von der Höhe ab, der Breite ch und der Länge gleich derjenigen des Dammes.

§ 179.

Freier Fall der Wasserstrahlen.

Da die vom Wasser beim freien Fallen erlangte Geschwindigkeit nach einer Secunde nach § 8 = 9,8088 Meter, der in derselben Zeit durchlaufene Raum aber nur die Hälfte dieser Geschwindigkeit beträgt, so fällt das Wasser beim freien Fall

in 1 Secunde durch eine Höhe von 4,9044 Meter,
„ 2 „ „ „ „ „ 19,6176 „
„ 3 „ „ „ „ „ 44,1396 „

Die nachfolgende Tabelle enthält für verschiedene Fallhöhen die erlangten Geschwindigkeiten am Ende des Falles, als auch die entsprechende Dauer des Falles *).

1) Ein freifallender Körper fällt 45 Secunden lang. Welche Höhe hat er durchfallen? Es ist nach § 8

$$h = \frac{1}{2} g t^2 = \frac{1}{2} 9{,}8088 \times 45^2 = 9922 \text{ Meter.}$$

2) Welches ist die von einem freifallenden Wasserstrahl erlangte Geschwindigkeit nach 45 Secunden bei Vernachlässigung des Luftwiderstandes?

Es ist

$$c = g t = 9{,}8088 \cdot 45 = 441{,}396 \text{ Meter.}$$

*) Dabei ist der Widerstand der Luft vernachlässigt.

3) Wie lange muß ein Körper fallen, um eine Geschwindigkeit von 600 Meter zu erlangen?

Es ist

$$t = \frac{c}{g} = \frac{600}{9{,}8088} = 61{,}16 \text{ Secunden.}$$

4) Wie lange braucht ein Körper, um durch eine Höhe von 1000 Meter zu fallen?

Es ist

$$t = \sqrt{\frac{2h}{g}} = \sqrt{\frac{2000}{9{,}8088}} = 14{,}28 \text{ Secunden.}$$

5) Durch welche Höhe muß ein Körper fallen, um eine Geschwindigkeit von 300 Metern zu erlangen?

Es ist

$$h = \frac{c^2}{2g} = \frac{90000}{2 \times 9{,}8088} = 4587{,}7 \text{ Meter.}$$

6) Ein Wasserstrahl wird mit einer Anfangsgeschwindigkeit von 245,22 Meter vertical in die Höhe geschleudert. Wie lange und wie hoch würde er steigen, wenn der Luftwiderstand nicht wäre?

Man hat

$$t = \frac{c}{g} = \frac{245{,}22}{9{,}8088} = 25 \text{ Secunden}$$

für die Dauer der Steigung und

$$h = \tfrac{1}{2} g t^2 = \tfrac{1}{2}\, 9{,}8088 \times 25^2 = 3065{,}25 \text{ Meter.}$$

7) Um die Tiefe eines Brunnens zu messen, in welchen man nicht hinuntersteigen kann, läßt man einen Stein in denselben hinunterfallen. Nach 3 Secunden wird das Geräusch des unten auffallenden Steines vernommen. Wie tief ist der Brunnen?

Zur Lösung dieser nicht so einfachen Aufgabe hat man zunächst zu beachten, daß der Schall in einer Secunde 337 Meter zurücklegt.

Nennt man nun v die Geschwindigkeit des Schalles in 1 Secunde; x die gesuchte Tiefe des Brunnens und T die Zeit, welche zwischen dem Loslassen des Steines und der Ankunft des Schalles verstreicht, so ist zunächst, wenn e die Tiefe des Brunnens ist:

$$e = \tfrac{1}{2} g t^2 \quad \text{und} \quad t = \sqrt{\frac{2e}{g}} = \sqrt{\frac{2x}{g}}$$

die Zeit, welche der Stein zum Fallen braucht. Die Zeit, welche

nun der Schall braucht, um zum Ohre des Beobachters zu gelangen, ist $= \frac{x}{v}$ Secunden. Es ist daher:

$$\sqrt{\frac{2x}{g}} + \frac{x}{v} = T; \quad \text{oder} \sqrt{\frac{2x}{g}} = T - \frac{x}{v}$$

und

$$\frac{2x}{g} = T^2 - \frac{2Tx}{v} + \frac{x^2}{v^2}.$$

Daraus erhält man:

$$g x^2 - 2v(v + gT)x + v^2 g T^2 = 0$$

und

$$x = \frac{v}{g}\left\{gT + v \pm \sqrt{(2gT + v)}\right\}.$$

Setzt man in diese Formel für v, g und T ihre Werthe ein, so erhält man

$$x = \frac{337}{9{,}81}\left\{9{,}81 \times 3 + 337 \pm \sqrt{337\,(2 \times 9{,}81 \times 3 + 337)}\right\},$$

$$x = \frac{337}{9{,}81}(336{,}43 \pm 365{,}24).$$

was den 2 Werthen $x = 25134{,}9$ und $x = 40{,}8$ entspricht.

Der erstere Werth ist unmöglich und es ist daher die gesuchte Tiefe $x = 40{,}8$ Meter.

§ 180 a.

Wirkliche Geschwindigkeit fallender Wasserstrahlen unter Berücksichtigung des Luftwiderstandes.

Der Widerstand der Luft gegen fallende Wasserstrahlen ist für kleine Geschwindigkeiten bis zu 4 oder 5 Metern so gering, daß derselbe ganz vernachlässigt werden kann.

Dieser Widerstand ist indessen dem Quadrate der Geschwindigkeit proportional und nimmt um so mehr zu, als der Querschnitt des Wasserstrahles kleiner wird.

Für Wassermassen von bedeutendem Querschnitte (eigentliche Flüsse mit 0,5 bis 1 Cubikmeter Wasser pro Secunde) kann der Luftwiderstand bis auf 10 Meter Geschwindigkeit des fallenden Wassers vernachlässigt werden.

Für Fallhöhen über 50 Meter nimmt die Fallgeschwindigkeit nicht mehr zu; der Wasserstrahl wird gänzlich aufgelöst, auch bei bedeutendem

Querschnitte und das Wasser fällt mit einer constanten Geschwindigkeit tiefer.

Die Fallgeschwindigkeit ist daher für sehr verschiedene Fallhöhen von 50 bis 300 Metern genau dieselbe.

Gegen das Ende einer großen Fallhöhe zu vermindert sich sogar die Geschwindigkeit und zwar so, daß bei circa 50 Meter durchfallener Höhe die Geschwindigkeit ein Maximum geworden ist, bei welchem der feste Strahl sich auflöst und sodann mit kleinerer sich gleichbleibender Geschwindigkeit niederfällt.

Wasserstrahlen von kleinerem Querschnitte zertheilen sich schon bei geringerer Geschwindigkeit; doch darf man annehmen, daß bei einem Strahl von 5 bis 10 □Centimeter Querschnitt die Verminderung der Geschwindigkeit von 10 bis zu 20 Metern nur ungefähr $^1/_4$ bis $^1/_5$ der theoretischen Geschwindigkeit betrage.

Weitere Daten hierüber siehe § 213 a.

§ 180 b.

Graphische Darstellung der Fallgesetze.

Fig. 167 Tafel 17 giebt eine graphische Darstellung der Fallgesetze, welche, in etwas größerem Maßstabe mit genauer Eintheilung ausgeführt, die Tabellen über die Ausflußgeschwindigkeiten leicht ersetzen kann und zudem eine anschauliche Uebersicht über die Verhältnisse gewährt, wie die Formeln und Tabellen eine solche nicht bieten können.

Die untere horizontale Eintheilung AB drückt die Fallhöhen bis zu 12,5 Meter, die verticale AC die Fallzeiten t in $^1/_{10}$ Secunden und die obere horizontale Eintheilung CD die erlangten Geschwindigkeiten v bis zu 25 Meter aus.

Die parabolische Curve AaD ist nach der Formel $h = \frac{1}{2} g t^2$ ausgeführt und giebt das Verhältniß der Quadrate der Zeiten zu den durchfallenen Räumen an. Die Gerade AE ist nach der Formel $c = g t$ gezogen und zeigt an, daß die erlangten Geschwindigkeiten den Fallzeiten proportional sind.

Hat man z. B. nach der graphischen Darstellung die Fallzeit und Fallgeschwindigkeit eines durch eine Höhe von 8,75 Meter fallenden Körpers zu suchen, so geht man von der horizontalen AB von 8,75 in die Höhe, bis die Verticale an dieser Stelle die Curve AaD schneidet. Die diesem Durchschnittspunkt entsprechende Höhe b der Eintheilung AC bei 1,325 Secunden giebt die Fallzeit.

Zieht man dagegen von dem Durchschnittspunkte a eine Horizontale, die bei c die Gerade AD schneidet, und errichtet man ferner auf c eine Verticale, so trifft diese die obere Horizontale CD bei 13,10 und dieses ist die gesuchte Fallgeschwindigkeit.

Tabelle über Zeit, Fallhöhe und Geschwindigkeit der Wasserstrahlen.

Fallhöhe	Erlangte Geschwindigkeit	Fallzeit	Fallhöhe	Erlangte Geschwindigkeit	Fallzeit	Fallhöhe	Erlangte Geschwindigkeit	Fallzeit
0,01	0,44	0,05	0,70	3,71	0,38	4,75	9,65	0,99
0,02	0,63	0,06	0,75	3,84	0,39	5,00	9,90	1,02
0,03	0,77	0,08	0,80	3,96	0,40	5,50	10,38	1,06
0,04	0,89	0,09	0,85	4,08	0,42	6,00	10,84	1,11
0,05	0,99	0,10	0,90	4,20	0,43	6,50	11,29	1,15
0,06	1,08	0,11	0,95	4,32	0,44	7,00	11,71	1,20
0,07	1,17	0,12	1,00	4,43	0,45	7,50	12,12	1,24
0,08	1,25	0,13	1,10	4,65	0,47	8,00	12,52	1,28
0,09	1,33	0,14	1,20	4,85	0,50	8,50	12,91	1,32
0,10	1,40	0,15	1,30	5,05	0,52	9,00	13,28	1,36
0,12	1,53	0,16	1,40	5,24	0,53	9,50	13,65	1,39
0,14	1,66	0,17	1,50	5,43	0,55	10,00	14,00	1,43
0,16	1,77	0,18	1,60	5,60	0,57	10,50	14,35	1,47
0,18	1,88	0,19	1,70	5,78	0,59	11,00	14,69	1,50
0,20	1,98	0,20	1,80	5,94	0,61	11,50	15,02	1,53
0,22	2,08	0,21	1,90	6,10	0,62	12,00	15,34	1,57
0,24	2,17	0,22	2,00	6,26	0,64	12,50	15,61	1,60
0,26	2,26	0,23	2,10	6,42	0,66	13,00	15,97	1,63
0,28	2,34	0,24	2,20	6,57	0,67	13,50	16,27	1,66
0,30	2,43	0,25	2,30	6,72	0,69	14,00	16,57	1,69
0,32	2,51	0,26	2,40	6,86	0,70	14,50	16,87	1,72
0,34	2,58	0,26	2,50	7,00	0,71	15,00	17,15	1,75
0,36	2,66	0,27	2,60	7,14	0,73	15,50	17,44	1,78
0,38	2,73	0,28	2,70	7,27	0,74	16,00	17,71	1,81
0,40	2,80	0,29	2,80	7,41	0,76	16,50	17,99	1,84
0,42	2,87	0,29	2,90	7,55	0,77	17,00	18,26	1,86
0,44	2,94	0,30	3,00	7,67	0,78	17,50	18,53	1,89
0,46	3,00	0,31	3,25	7,98	0,81	18,00	18,79	1,92
0,48	3,07	0,31	3,50	8,29	0,85	18,50	19,05	1,94
0,50	3,13	0,32	3,75	8,57	0,88	19,00	19,31	1,97
0,55	3,28	0,34	4,00	8,86	0,90	19,50	19,55	1,99
0,60	3,43	0,35	4,25	9,13	0,93	20,00	19,80	2,02
0,65	3,57	0,36	4,50	9,39	0,96	21,00	20,30	2,07
h	c	t	h	c	t	h	c	t

Zur Bestimmung der Ausflußgeschwindigkeiten der Flüssigkeiten bei verschiedenen Druckhöhen dient die ausführlichere Specialtabelle § 43.

§ 181.

Stabilität schwimmender Körper.

Die Standesfestigkeit oder die Stabilität eines jeden schwimmenden Körpers hängt nach § 6 von der Lage des Schwerpunktes gegen das Metacentrum ab und ist um so größer, je tiefer der erstere unter dem letztern liegt und je mehr durch eine Seitenbewegung oder Schwankung der Schwerpunkt der verdrängten Wassermasse seitwärts verschoben wird, weil die Kraft, mit welcher der Wasserdruck den Körper in seine frühere Lage zurückführt, proportional ist dem horizontalen Abstande der Schwerpunkte von Körper und verdrängter Flüssigkeit. Die Oscillationen erfolgen dabei um den Schwerpunkt des eingetauchten Körpers.

Es folgt aus diesem Verhalten der schwimmenden Körper, daß ein Schiff, das in bedeutender Höhe über dem Wasser mit Kanonen, Ankern, Masten, Tauen, Segeln u. s. w. ausgerüstet ist, seinen Schwerpunkt trotz des im untern Raume befindlichen Balastes hoch über dem Schwerpunkte des verdrängten Wassers hat, dennoch eine sehr große Stabilität (Widerstand gegen das Umkippen) haben kann, indem eine Schwankung zur Seite sogleich Kräfte erzeugt, welche das Schiff in seine frühere Lage zurückzuführen streben.

Aus demselben Grunde schwimmt ein leerer hohler Kasten Fig. 187 Taf. 21 aufrecht und kehrt sogleich in die verticale Lage zurück, wenn man ihn auf einer Seite schief herunterdrückt, obwohl der Schwerpunkt A des Kastens hoch über demjenigen b der verdrängten Wassermasse liegt.

Die Standfestigkeit schwimmender Körper hängt daher keineswegs von dem relativen Gewichte und der Größe derselben, sondern ausschließlich von der Form derselben ab.

Eine Kugel, aus beliebigem Materiale bestehend, bleibt, sobald sie überhaupt im Wasser schwimmt, in jeder Lage im Wasser liegen, weil bei ihrer Drehung der Schwerpunkt der verdrängten Wassermasse an derselben Stelle bleibt.

Ein länglicher Cylinder hat eine bedeutende Stabilität längs seiner Achse; quer auf die letztere dagegen gar keine, gleicht hierin vielmehr ganz einer Kugel.

Ein Cylinder, dessen Länge seinem Durchmesser gleich ist, hat eine geringe Stabilität in zwei Lagen: die Achse horizontal und vertical im Wasser liegend.

Der längliche Cylinder vertical stehend hat im Wasser keine Stabilität und kippt sogleich um, sowie er im geringsten aus der

verticalen Lage kommt. Mathematisch genommen kann er aber doch im Wasser stehn, obwohl dieses in der Praxis kaum jemals der Fall sein kann, so wenig ein Kegel mit seiner Spitze auf einer festen Fläche steht.

Ein Cylinder, dessen Achse kürzer ist als der Durchmesser, hat eine ziemlich gute Standfestigkeit, wenn er senkrecht im Wasser steht, schwimmt aber nie mit der Achse in horizontaler Lage.

Eine Halbkugel hat mäßige Stabilität in 2 Lagen, mit der ebenen Fläche nach unten und mit der convexen ebenfalls.

Ein Kegel, dessen Achse länger als sein größter Durchmesser ist, schwimmt nur in einer Lage und zwar auf der Seite, so daß die Achse schief im Wasser liegt, wenn das specifische Gewicht desselben nicht sehr groß ist.

Ein Kegel, dessen Achse gleich dem halben Durchmesser seiner Grundfläche ist, schwimmt niemals wie der obige, wohl aber in zwei andern Lagen und zwar sowohl mit der Spitze, als mit der Grundfläche nach unten.

Die erste Art der oben erwähnten Kegel schwimmt auch mit der Spitze nach unten, wenn das specifische Gewicht desselben derart ist, daß der größte Theil desselben im Wasser eintaucht.

Ein Würfel hat mäßige Stabilität in allen Lagen, sobald eine Seitenfläche parallel dem Wasserspiegel liegt.

§ 182.

Leistung einer Wasserkraft.

Die theoretische Leistung oder der sogenannte absolute Effect einer Wasserkraft ohne Berücksichtigung der Nebenhindernisse wie Reibungswiderstände, Stoßverluste u. dgl. ist nach § 15 gleich dem Gewichte des zur Wirkung kommenden Wassers multiplicirt mit seinem Gefälle, also gleich

$$1000\,Q\,H \text{ Kgrmeter. oder } \frac{1000\,Q\,H}{75} \text{ Pferdekräfte.}$$

Unter der wirklichen Leistung oder dem sogenannten Nutzeffecte (Realeffecte, Nutzleistung) versteht man dagegen den durch einen Motor in nützliche mechanische Arbeit verwandelten Theil des absoluten Effectes einer Wasserkraft, also diejenige Arbeitsgröße, welche nach Abzug sämmtlicher Verluste durch Reibung, Stoß ꝛc. von der theoretischen Leistung übrig bleibt.

Bei einer Turbine z. B. bestehn diese Verluste, die im Ganzen genommen von 20 bis 70 Procenten der ganzen theoretischen Leistung variiren, in den Reibungswiderständen des Wassers in der Zuleitung, beim Durchfluß durch den Motor, in den Stoßverlusten beim unregelmäßigen Durchfluß durch die Canäle, sowie in der lebendigen Kraft, welche das aus dem Motor fließende Wasser vermöge seiner absoluten Ausflußgeschwindigkeit noch besitzt.

Das Verhältniß des Nutzeffectes zu dem absoluten Effecte heißt das Güteverhältniß und wird immer in Procenten ausgedrückt.

1. Welchen Nutzeffect in Pferdekräften giebt eine Wasserkraft von 3 Cubikmeter Wasser per Secunde bei einem Gefälle von 2,5 Meter, wenn das Güteverhältniß oder die Nutzleistung des Wasserrades 75 Procente beträgt?

Es ist die absolute Leistung

$$\frac{1000\ Q\,.\,H}{75} = \frac{1000 \times 3 \times 2{,}5}{75} = 1000 \text{ Pferdekräfte}$$

und der Nutzeffect à 75 % = $0{,}75 \times 100 = 75$ Pferdekräfte.

2. Welche Nutzleistung (Güteverhältniß) in Procenten soll ein Motor entwickeln, wenn eine absolute Wasserkraft von 95 Pferden 40 Pferde Nutzleistung ergeben soll?

Es ist

$$y = \frac{40}{95} = 0{,}42.$$

3. Welche Wassermenge ist erforderlich, um bei einem Gefälle von 10 Meter und einer Turbine als Motor, welche 73 % Nutzeffect entwickelt, eine Nutzleistung von 95 Pferden zu erzielen?

Es ist:

$$\frac{0{,}73 \times 1000\ Q\,H}{75} = 95 \text{ Pferde; also: } 0{,}73 \times 1000\,Q\,H = 75 \times 95 \text{ und}$$

$$Q = \frac{75 \times 95}{0{,}73 \times 1000\,H} = 0{,}976 \text{ Cubikmeter per Secunde.}$$

4. Welches Gefälle ist nothwendig, um mit einer Wassermenge von 0,890 Cubikmeter per Secunde eine Nutzleistung von 35 Pferden zu erzielen, wenn das Güteverhältniß der Turbine 68 Procente beträgt?

Es ist:

$$\frac{0{,}68\,.\,1000\,Q\,H}{75} = 35 \text{ Pferde; also } 0{,}68\,.\,1000\,Q\,H = 75 \times 35$$

und

$$H = \frac{75 \times 35}{0{,}68\,.\,1000\,Q} = \frac{75 \times 35}{0{,}68\,.\,1000\,.\,0{,}890} = 4{,}34 \text{ Meter.}$$

§ 183.

Definition der Pferdekraft.

Die Bezeichnung einer „Pferdekraft" als Arbeitsgröße von 75 Kilogramm per Secunde stammt aus der Zeit der Erfindung der Dampfmaschine ab und bezeichnete die wirkliche Arbeitsleistung eines englischen Pferdes jener Rasse, wie sie nur in den englischen Steinkohlenbergwerken in dieser Kraft und Ausdauer vorkommen.

Im Vergleiche mit der wirklichen mittlern Leistung unserer Pferde ist eine mechanische Pferdekraft $^5/_3$ der Leistung eines Pferdes bei längerer Arbeitszeit, indem ein Pferd nicht über 45 Kilgmeter. Arbeit in einer Secunde verrichten kann, wenn es auch, wie z. B. an einem Göpel, alle zwei Stunden abgewechselt wird.

Unter einer Pferdekraft versteht man aber immer die mechanische Pferdekraft von 75 Kilgmeter. per Secunde und sagt dabei abgekürzt oft blos Pferd statt Pferdekraft.

Eine Kraft von 75 Pferden ist daher immer gleich 75 Pferdekräften (oder Pferdestärken) à 75 Kilgmeter. Es ist diese abgekürzte Gebrauchsweise des Begriffes Pferdekraft in der Technik ganz allgemein üblich.

Die Kraft eines Menschen rechnet man allgemein zu blos 7 Kilgmeter per Secunde bei einer 10stündigen Arbeitszeit und bei einer Art der Arbeit (z. B. Kurbeldrehung), welche dem Bewegungsmechanismus des Menschen ordentlich angepaßt ist.

Es gehn also $^3/_5$ einer mechanischen Pferdekraft auf 1 lebendiges Pferd und auf $6^1/_2$ Menschen hinsichtlich der Arbeitsleistung; oder 1,66 Pferd und 11 Menschen auf eine mechanische Pferdekraft.

Die nachfolgende Tabelle enthält für eine verschiedene Anzahl Menschen und Pferde den zugehörigen Werth der mechanischen Pferdekraft.

(Um grade Werthe zu haben und diese dem Gedächtniß besser einprägen zu können, darf man annehmen 2 lebendige Pferde auf 1 mechanische Pferdekraft; 6 Menschen auf 1 lebendiges Pferd und 12 Menschen auf 1 mechanische Pferdekraft.

Vergleichungstabelle über die Arbeitsleistung des Menschen, des lebendigen Pferdes und der mechanischen Pferdekraft in Kilgmeter.

Anzahl der Menschen oder Pferde	Arbeitsleistung der Menschen	Arbeitsleistung der lebendigen Pferde	Arbeitsleistung der mechanischen Pferdekraft
	Kilogr.	Kilogr.	Kilogr.
1	7	45	75
2	14	90	150
3	21	135	225
4	28	180	300
5	35	225	375
6	42	270	450
7	49	315	525
8	56	360	600
9	63	405	675
10	70	450	750
11	77	495	825
12	84	540	900
13	91	585	975
14	98	630	1050
15	105	675	1125
16	112	720	1200
17	119	765	1275
18	126	810	1350
19	133	855	1425
20	140	900	1500
25	175	1125	1875
30	210	1350	2250
35	245	1575	2625
40	280	1800	3000
45	315	2025	3375
50	350	2250	3750
60	420	2700	4300
70	490	3150	5250
80	560	3600	6000
90	630	4050	6750
100	700	4500	7500
200	1400	9000	15000

§ 183 a.

Preis einer Pferdekraft Arbeit bei verschiedenen Motoren.

Nach § 204 a stellt sich der Preis einer mechanischen Pferdekraft bei einem Wassermotor für Kleinindustrie während 10 Arbeitsstunden auf 8 bis 10 Francs. Dabei ist ein Wasserpreis von 0,50 Francs per eine Bruttopferdekraft für die Dauer einer Stunde (270 Metertonnen) zu Grunde gelegt und keine besondere Abwartung der Maschine gerechnet.

Fügt man nun 10 % des Anschaffungspreises (1000 Frcs. per Pferd) für die Amortisation, die Verzinsung und Reparaturen mit 0,30 Frcs. per Tag und ferner für die Abwartung, Schmiermaterial Dichtungen u. s. w., mit nur 0,50 Frcs. per Tag bei, so stellt sich also eine Pferdekraft, durch einen Wassermotor erzeugt, per Tag (10 Stunden) auf 9 bis 11 Frcs.

Bei einer kleinen Dampfmaschine stellt sich der Anschaffungspreis auf circa 2000 Frcs. per Pferd, incl. Dampfkessel, Schornstein ꝛc.

Für die Verzinsung, Amortisation, Reparaturen, kann man ebenfalls 10 %, also per Tag 0,6 Frcs. berechnen.

Der Kohlenverbrauch per 10 Stunden beträgt 45 Kil. gute Qualität à 1,20 Frcs.

Abwartung, Schmiermaterial, Dichtungen der Maschine und des Kessels mit 4 Frcs. täglich für 2 Pferde oder 2 Frcs. per 1 Pferd.

Eine Pferdekraft stellt sich also hier täglich auf circa 6 Frcs.

Die Calorische Maschine (System Lehmann) für 1 Pferdekraft kostet 2000 Frcs. Die Unterhaltungskosten sind größer und mit Amortisation und Verzinsung zu 15 % zu veranschlagen, macht 1 Frc. per Tag.

Der Kohlenverbrauch ist 45 Kil. täglich à 1,20 Frcs.

Abwartung, Schmiermaterial, Dichtungen circa 3 Frcs täglich.

Also Totalpreis einer Pferdekraft pro Tag circa $5\frac{1}{2}$ Frcs.

Die Gaskraftmaschine kostet 2000 Frcs. pro Pferd und consumirt 1 Cubikmeter per Stunde und per Pferd à 0,30 Frcs. bis 0,40 Frcs. Dies macht täglich 3 bis 4 Frcs.

Amortisation, Reparaturen, Verzinsung mit 15 % macht 1 Frc. pro Tag.

Abwartung, Oel, Packungen u. dgl. nur 0,60 Frcs. täglich.

Also Totalpreis der Pferdekraft täglich $4\frac{1}{2}$ bis $5\frac{1}{2}$ Frcs.

Petroleum-Motor. Wie die Gaskraftmaschine $4\frac{1}{2}$ bis $5\frac{1}{2}$ Frcs. täglich.

§ 184.

Tabelle über die absoluten Effecte der Wasserkräfte.

Producte der Gefälle und Wassermengen.

Wassermenge in Litern per Secunde	Absoluter Effect der Wasserkraft bei einem Gefälle von						
	0,75 M.	1,00 M.	1,25 M.	1,50 M.	1,75 M.	2,00 M.	2,25 M.
	Kgmet.	Kgmet.	Kgmet.	Kgmet.	Kgmet.	Kgmet.	Kgmet.
50	37,50	50	62,5	75	87,5	100	112,5
75	51,25	75	93,7	112,5	142,4	150	168,7
100	75	100	125	150	175	200	225
125	93,70	125	156,2	187,5	218,7	250	271,2
150	112,55	150	187,5	225	262,5	300	337,5
175	131,25	175	208,7	262,5	306,2	350	393,7
200	150	200	250	300	350	400	450
225	168,75	225	281,2	337,5	393,7	450	516,2
250	187,50	250	312,5	375	437,5	500	562,5
275	205,25	275	343,7	412,5	481,2	550	618,7
300	225	300	375	450	525	600	675
350	262,50	350	437,5	525	612,5	700	787,5
400	300	400	500	600	700	800	900
450	337,50	450	662,5	675	787,5	900	1012,5
500	375	500	725	750	875	1000	1125
550	412,50	550	737,5	825	962,5	1100	1237,5
600	450	600	750	900	1050	1200	1350
650	487,50	650	812,5	975	1137,5	1300	1462,5
700	525	700	875	1050	1225	1400	1575
750	562,50	750	937,5	1125	1312,5	1500	1687,5
800	600	800	1000	1200	1400	1600	1800
850	637,50	850	1062,5	1275	1487,5	1700	1913
900	675	900	1125	1350	1575	1800	2025
950	712,50	950	1187,5	1425	1662,5	1900	2137
1000	750	1000	1250	1500	1750	2000	2250
1050	787,50	1050	1312,5	1575	1837,5	2100	2362
1100	825	1100	1375	1650	1925	2200	2475
1150	862,50	1150	1437,5	1725	2012,5	2300	2587
1200	900	1200	1500	1800	2100	2400	2700
1300	975	1300	1625	1950	2275	2600	2925
1400	1040	1400	1750	2100	2450	2800	3150
1500	1125	1500	1875	2250	2625	3000	3375
1600	1200	1600	2000	2400	2800	3200	3600
1700	1275	1700	2125	2550	2975	3400	3825
1800	1350	1800	2250	2700	3150	3600	4050
1900	1425	1900	2375	2850	3325	3800	4275
2000	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500
2500	1875	2500	3225	3750	4375	5000	5625
3000	2250	3000	3750	4500	5250	6000	6750
3500	2625	3500	4475	5250	6125	7000	7875
4000	3000	4000	5000	6000	7000	8000	9000
Wassermenge in Litern	0,75 M.	1,00 M.	1,25 M.	1,50 M.	1,75 M.	2,00 M.	2,25 M.

Producte der Gefälle

Wassermenge in Litern per Secunde	Absoluter Effect der Wasserkraft in Kilgmetern bei einem Gefälle von						
	2,50 M.	2,75 M.	3,00 M.	3,25 M.	3,50 M.	3,75 M.	4,00 M.
	Kgmet.	Kgmet.	Kgmet.	Kgmet.	Kgmet.	Kgmet.	Kgmet.
50	125	137,5	150	162,5	175	185	200
75	187,5	206,2	225	243,7	262,5	281,2	300
100	250	275	300	325	350	370	400
125	312,5	343,7	375	406,2	437,5	468,7	500
150	375	412,5	450	487,5	525	555	600
175	437,5	481,2	525	568,7	612,5	656,2	700
200	500	550	600	650	700	740	800
225	562,5	618,7	675	731,2	787,5	832,5	900
250	625	687,5	750	812,5	875	925	1000
275	687,5	756,2	825	883,7	962,5	1031,2	1100
300	750	825	900	975	1050	1110	1200
350	875	962,5	1050	1137	1225	1295	1400
400	1000	1100	1200	1300	1400	1480	1600
450	1125	1237,5	1350	1462	1575	1665	1800
500	1250	1375	1500	1625	1750	1850	2000
550	1375	1512	1650	1787	1925	2045	2200
600	1500	1650	1800	1950	2100	2220	2400
650	1625	1787	1950	2112	2275	2405	2600
700	1750	1925	2100	2275	2450	2590	2800
750	1835	2062	2250	2437	2625	2775	3000
800	2000	2200	2400	2600	2800	2900	3200
850	2125	2375	2550	2762	2975	3145	3400
900	2250	2475	2700	2925	3150	3300	3600
950	2375	2612	2850	3087	3325	3515	3800
1000	2500	2750	3000	3350	3500	3700	4000
1050	2625	2887	3150	3512	3675	3885	4200
1100	2750	3025	3300	3675	3850	4070	4400
1150	2875	3162	3450	3837	4025	4255	4600
1200	3000	3300	3600	4000	4200	4440	4800
1300	3250	3575	3900	4325	4550	4810	5200
1400	3500	3850	4200	4650	4900	5180	5600
1500	3750	4125	4500	4975	5250	5550	6000
1600	4000	4400	4800	5300	5600	5920	6400
1700	4250	4675	5100	5625	5950	6290	6800
1800	4500	4950	5400	5950	6300	6660	7200
1900	4750	5225	5700	6275	6650	7030	7600
2000	5000	5500	6000	6700	7000	7400	8000
2500	6250	6875	7500	8325	8750	9250	10000
3000	7500	8250	9000	10050	10500	11100	12000
3500	8750	9625	10500	11675	12250	12950	14000
4000	10000	11000	12000	13400	14000	14800	16000
Wassermenge in Litern	2,50 M.	2,75 M.	3,00 M.	3,25 M.	3,50 M.	3,75 M.	4,00 M.

und Wassermengen.

Wassermenge in Litern per Secunde	Absoluter Effect der Wasserkraft in Kilgmetern bei einem Gefälle von						
	4,25 M.	4,50 M.	4,75 M.	5,00 M.	5,50 M.	6,00 M.	7,00 M.
	Kgmet.	Kgmet.	Kgmet.	Kgmet.	Kgmet.	Kgmet.	Kgmet.
50	212,5	225	237,5	250	275	300	350
75	318,7	337,5	356,2	375	412	450	525
100	425	450	475	550	550	600	700
125	531,2	562,5	593,7	625	687	750	875
150	637,5	675	712,5	750	825	900	1050
175	733,7	787,5	831,2	875	962	1050	1225
200	850	900	950	1000	1100	1200	1400
225	956,2	1012	1069	1125	1237	1350	1575
250	1062,5	1125	1187	1250	1375	1500	1750
275	1168,7	1237	1306	1375	1512	1650	1925
300	1275	1350	1425	1500	1650	1800	2100
350	1487,5	1575	1662	1750	1925	2100	2450
400	1700	1800	1900	2000	2200	2400	2800
450	1912	2025	2137	2250	2475	2700	3150
500	2125	2250	2375	2500	2750	3000	3500
550	2337	2475	2612	2750	3025	3300	3850
600	2550	2700	2850	3000	3300	3600	4200
650	2762	2925	3087	3250	3575	3900	4550
700	2975	3150	3325	3500	3850	4200	4900
750	3187	3375	3562	3750	4125	4500	5250
800	3400	3600	3800	4000	4400	4800	5600
850	3612	3825	4037	4250	4675	5100	5950
900	3825	4050	4275	4500	4950	5400	6300
950	4137	4275	4512	4750	5225	5700	6650
1000	4250	4500	4750	5000	5500	6000	7000
1050	4462	4725	4987	5250	5775	6300	7350
1100	4675	4950	5225	5500	6050	6600	7700
1150	4887	5175	5462	5750	6325	6900	8050
1200	5100	5400	5700	6000	6600	7200	8400
1300	5525	5850	6175	6500	7150	7800	9100
1400	5950	6300	6650	7000	7500	8400	9800
1500	6375	6750	7125	7500	8250	9000	10500
1600	6800	7200	7600	8000	8800	9600	11200
1700	7225	7650	8075	8500	9350	10200	11900
1800	7650	8100	8550	9000	9900	10800	12600
1900	8075	8550	9025	9500	10450	11400	13300
2000	8300	9000	9550	10000	11000	12000	14000
2500	10625	11250	11925	12500	13750	15000	17500
3000	12750	13500	14300	15000	16500	18000	21000
3500	14875	15750	16675	17500	19250	21000	24500
4000	17000	18000	19000	20000	22000	24000	28000
Wassermenge in Litern	4,25 M.	4,50 M.	4,75 M.	5,00 M.	5,50 M.	6,00 M.	7,00 M.

§ 185.

Tabelle über die Nutzleistung der Wasserkräfte in Pferden bei verschiedenen Güteverhältnissen in Procenten.

Absoluter Effect in Kgrmetern	Nutzleistung in Pferdekräften (à 75 Kgrmetern) bei einem Güteverhältniß von					
	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75
50	0,33	0,37	0,40	0,43	0,47	0,50
75	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75
100	0,67	0,73	0,80	0,87	0,94	1,00
125	0,83	0,92	1,00	1,09	1,17	1,25
150	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
175	1,17	1,27	1,40	1,52	1,63	1,75
200	1,33	1,46	1,60	1,73	1,87	2,00
225	1,50	1,65	1,80	1,95	2,10	2,25
250	1,67	1,83	2,00	2,15	2,34	2,50
275	1,83	2,01	2,20	2,39	2,57	2,75
300	2,00	2,20	2,40	2,60	2,80	3,00
350	2,33	2,56	2,80	3,03	3,27	3,50
400	2,67	2,93	3,20	3,47	3,74	4,00
450	3,00	3,30	3,60	3,90	4,20	4,50
500	3,33	3,66	4,00	4,34	4,67	5,00
550	3,67	4,03	4,40	4,77	5,14	5,50
600	4,00	4,40	4,80	5,20	5,00	6,00
650	4,33	4,77	5,20	5,63	6,07	6,50
700	4,67	5,13	5,60	6,07	6,54	7,00
750	5,00	5,50	6,00	6,50	7,00	7,50
800	5,33	5,86	6,40	6,91	7,47	8,00
850	5,67	5,23	6,80	7,37	7,91	8,50
900	6,00	6,60	7,20	7,80	8,40	9,00
950	6,33	6,97	7,60	8,23	8,87	9,50
1000	6,67	7,33	8,00	8,67	9,34	10,00
1050	7,00	7,70	8,40	9,10	9,80	10,50
1100	7,33	8,06	8,80	9,54	10,27	11,00
1150	7,67	8,43	9,20	9,97	10,74	11,50
1200	8,00	8,80	9,60	10,40	11,20	12,00
1300	8,67	9,53	10,40	11,27	12,13	13,00
1400	9,33	10,27	11,20	12,13	13,07	14,00
1500	10,00	11,00	12,00	13,00	14,00	15,00
1600	10,67	11,73	12,80	13,87	14,94	16,00
1700	11,33	12,47	13,60	14,74	15,87	17,00
1800	12,00	13,20	14,40	15,60	16,80	18,00
1900	12,67	13,93	15,20	16,47	17,74	19,00
2000	13,33	14,67	16,00	17,33	18,67	20,00
2500	16,67	18,38	20,00	21,67	23,34	25,00
3000	20,00	22,00	24,00	26,00	28,00	30,00
3500	23,33	25,66	28,00	30,33	32,67	35,00
4000	26,67	29,33	32,00	34,67	37,34	40,00
Kgrmeter	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75

§ 186.

Ausfluß und Ablenkung der Wasserstrahlen.

1. Welches ist die Geschwindigkeit, mit welcher das Wasser aus einer Rohrleitung oder aus der Mündung eines Gefäßes ausfließt, wenn die Druckhöhe 5 Meter beträgt und die Reibungswiderstände vernachlässigt werden?

Es ist nach § 10:

$$V = \sqrt{2gH} = \sqrt{2 \cdot 9{,}8088 \times 5} = 9{,}904 \text{ Meter in einer Secunde.}$$

2. Aus einem Gerinne E, Fig. 188 Tafel 21, fließt Wasser mit einer Geschwindigkeit von 2 Meter per Secunde aus. Welche Zeit braucht dasselbe, um von a nach c zu gelangen und wie weit gelangt der Strahl von b nach c, wenn die Höhe a b = 4 Meter beträgt?

Da für die Dauer des Falles die Formel gilt:

$$t = \sqrt{\frac{2h}{g}},$$

so ist die Fallzeit

$$t = \sqrt{\frac{2 \times 4}{9{,}8088}} = 0{,}9 \text{ Secunden.}$$

Da nun der Wasserstrahl in horizontaler Richtung 2 Meter in einer Secunde durchlegt, legt er in 0,9 Secunden $= 0{,}9 \times 2 = 1{,}8$ Meter zurück und dieses ist die gesuchte Weite b c.

3. Mit welcher Geschwindigkeit fließt das Wasser aus einer Rohrleitung, wenn die Druckhöhe = 10 Meter ist, und bis zu welcher Höhe erhebt sich der Wasserstrahl, und welches ist die Zeitdauer dieser Steigung?

Die Ausflußgeschwindigkeit ist bei Vernachlässigung des Reibungswiderstandes und der Contraction

$$v = \sqrt{2gh} = \sqrt{2 \times 9{,}8088 \times 10} = 14 \text{ Meter in einer Secunde.}$$

Die Dauer der Steigung ist:

$$t = \frac{c}{g} = \frac{14}{9{,}8088} = 1{,}53 \text{ Secunden.}$$

Die Steighöhe des Strahles ist:

$$h = \tfrac{1}{2} g t^2 = \tfrac{1}{2} \cdot 9{,}81 \cdot 1{,}53^2 = 10 \text{ Meter}$$

oder auch:

$$h = \frac{c^2}{2g} = \frac{14 \times 14}{2 \times 9{,}81} = 10 \text{ Meter.}$$

Anmerkung. Weitere Daten über die wirkliche Steighöhe der Wasserstrahlen unter Berücksichtigung der Widerstände siehe § 213a.

Ein ausfließender Wasserstrahl steigt daher ebenso hoch, als die seiner Ausflußgeschwindigkeit entsprechende Druckhöhe beträgt; wenn die Reibungswiderstände und der Einfluß der Contraction außer Berücksichtigung gelassen wird.

4. Ein Wasserstrahl von 0,85 Meter Dicke i fließt in einem schiefen Gerinne a b, Fig. 24 Tafel 2, gegen eine Ebene b c und zwar mit einer Geschwindigkeit von 3 Meter in einer Secunde. Mit welcher Geschwindigkeit geht der Wasserstrahl auf der Ebene b c fort und welches wird dort die Strahldicke k sein, wenn die Neigung des Gerinnes den Winkel x von 45° bildet?

Nach § 13 ist die Geschwindigkeit b g des Strahles nach dessen Brechung

$$b\,g = b\,e \cos x = 3 \,.\, \cos 45^0 = 3 \,.\, 0{,}707 = 2{,}121 \text{ Meter.}$$

Die Strahldicken dagegen verhalten sich bei gleicher Breite des Gerinnes umgekehrt wie die Geschwindigkeiten, d. h. es ist:

$$k : i = b\,e : b\,g = 3 : 2{,}121; \quad \text{und} \quad k = \frac{3 \times 0{,}85}{2{,}121} = 1{,}2 \text{ Meter.}$$

5. Um welchen Winkel muß ein Wasserstrahl gebrochen werden, wenn seine Geschwindigkeit auf die Hälfte reducirt werden soll?

Es ist:

$$\cos x = \frac{b\,g}{b\,e} = \frac{0{,}5}{b\,e} = 0{,}5,$$

welcher Zahl als Cosinus der Winkel von 60° entspricht (s. Tabelle der trigonometrischen Linien am Schluß des Bandes).

6. Ein Wasserstrahl wird aus dem Wendrohr einer Feuerspritze mit einer Geschwindigkeit V von 20 Meter in einer Secunde schief in die Höhe geschleudert und zwar in einer Richtung, welche mit dem Horizont einen Winkel a von 50° bildet. Wie weit trägt der Strahl, bis zu welcher Höhe steigt er und wie lange braucht er, um diese Höhe zu erreichen?

Nach § 14 ist die Wurfweite W der paraboliſchen Bahn des Wasserstrahles:

$$W = \frac{V^2 \sin 2\,a}{g} = \frac{20 \times 20 \sin (2 \,.\, 50)^0}{9{,}8088} = 40{,}2 \text{ Meter.}$$

Die Dauer der Steigung des Strahles ist:

$$1_2 = \frac{V \sin a}{g} = \frac{20 \times \sin 50^0}{9{,}8088} = 1{,}56 \text{ Secunden.}$$

Die Steighöhe des Strahles ist:

$$h = \frac{V^2 \sin^2 a}{2 . g} = \frac{20 \times 20 \sin^2 50^0}{2 \times 9{,}8088} = 12 \text{ Meter.}$$

Durch die Reibung des Wasserstrahles in der Luft wird hier der Werth von W, t_2 und h um $^1/_4$ bis $^1/_5$ vermindert.

7. Bei welcher anfänglichen Richtung eines schief in die Höhe geschleuderten Wasserstrahles wird der Strahl in horizontaler Richtung am weitesten geworfen?

Aus der Betrachtung der Formel

$$W = \frac{V^2 \sin 2a}{g}$$

folgt, daß die horizontale Tragweite W dann am größten wird, wenn der Werth von $\sin 2a$ ein Maximum ist. Dieses ist aber bei einem Winkel a von 45^0 der Fall, da $\sin 90^0 = 1$.

Die horizontale Tragweite wird also am größten, wenn der Strahl in einer Richtung von 45^0 gegen den Horizont in die Höhe geschleudert wird.

Die Reibungswiderstände haben auf die Größe dieses günstigsten Winkels keinen Einfluß.

8. Mit welcher Geschwindigkeit muß ein Wasserstrahl aus der Mündung eines Wendrohres ausströmen, wenn bei einer Neigung des Strahles gegen den Horizont von 60^0 die horizontale Tragweite des Strahles 30 Meter betragen soll?

Aus der Formel

$$W = \frac{V^2 \sin 2a}{g}$$

ergiebt sich:

$$Wg = V^2 \sin 2a \quad \text{und} \quad V^2 = \frac{Wg}{\sin 2a}.$$

Es ist somit

$$V = \sqrt{\frac{Wg}{\sin 2a}} = \sqrt{\frac{30 . 9{,}8088}{\sin 120^0}} = 18{,}43 \text{ Meter.}$$

In Folge der Reibungswiderstände wird bei Geschwindigkeiten über 6—7 Meter die nöthige Ausflußgeschwindigkeit größer.

9. Welches ist im obigen Falle die gesuchte Ausflußgeschwindigkeit, wenn bei derselben Anfangsrichtung des Strahles die verticale Steighöhe h = 15 Meter betragen soll?

Aus der Formel

$$h = \frac{V^2 \sin^2 a}{2g}$$

folgt

$$V = \sqrt{\frac{15 \times 2 \times 9{,}8088}{\sin^2 60^0}} = 17{,}3 \text{ Meter.}$$

Auch hier wird bei dem großen Werth von v derselbe durch die Reibungswiderstände um $^1/_4$ bis $^1/_6$ vermehrt.

10. Wie lange steigt ein mit 20 Meter Geschwindigkeit und 35° gegen den Horizont geneigt in die Höhe geworfener Wasserstrahl?

Es ist

$$t_2 = \frac{V \cdot \sin a}{g} = \frac{20 \cdot \sin 35^0}{9{,}8088} = 1{,}16 \text{ Secunden.}$$

Wegen der Reibungswiderstände wird die Zeit des Aufsteigens bei der großen Geschwindigkeit um $^1/_4$ bis $^1/_5$ kleiner; ebenso auch die Steighöhe.

§ 187.

Der Stoßheber oder hydraulische Widder.

(Umwandlung der Formeln in Metermaß.)

Der Verfasser hat schon öfter Gelegenheit gehabt, zu bemerken, daß selbst erfahrene Techniker sich die Wirkungsweise des Stoßhebers nicht recht zu erklären vermögen. Namentlich ist es das Wiederöffnen des Ventiles nach erfolgtem Stoße der Wassersäule, über welches sich mancher nicht bestimmte Rechenschaft zu geben weiß. Die Sache verhält sich folgendermaßen:

Das Gewicht des Ventiles (des Sperrventiles K, Fig. 37) ist so bedeutend, daß dasselbe in geschlossenem Zustande von der darauf ruhenden Wassersäule nicht getragen werden kann, sondern daß es ungeachtet dieses Druckes zurückfällt, d. h. sich öffnet.

Nun beträgt der Druck eines ausfließenden Wasserstrahles gegen eine ebene Fläche nach § 26 das Doppelte desjenigen der ruhend auf die Fläche drückenden Wassersäule derselben Höhe.

Sowie daher das Wasser neben und unter dem Ventile nahezu die der Druckhöhe entsprechende Ausflußgeschwindigkeit erlangt hat, wird das Ventil ganz naturgemäß mit großer Gewalt zugestoßen, sinkt aber ebenso naturgemäß in Folge seines Gewichtes wieder zurück, sowie der Stoß der in Bewegung befindlichen Wassersäule erschöpft ist, resp. die Bewegung aufgehört hat. Siehe hierüber auch § 181.

Der Grund ist hier ganz derselbe, daß ein Mann die vorher leicht zugehaltene Oeffnung eines Fasses mit aller Anstrengung nicht mehr

mit der Hand zu verschließen vermag, sobald die Hand einen Augenblick von der Oeffnung weg war und der Wasserstrahl heraustritt. Der Druck ist dann eben doppelt so groß als vorher.

Bezeichnet man behufs Umrechnung der in § 20 gegebenen Regeln für den hydraulischen Widder ins Metermaß mit:

Q_2 das ganze Aufschlagwasser, welches per Minute durch die Leitungsröhre zufließt, in Cubikmetern;

Q die durch das Sperrventil abfließende Wassermenge in derselben Zeit in Cubikmetern;

Q_1 die geförderte Wassermenge per Minute in Cubikmetern;

h_1 die Förderhöhe und h das wirkende Gefälle in Metern und endlich durch l die Länge der Leitröhre in Metern, so ist der erforderliche Durchmesser der letzteren in Centimetern

$$d = 5{,}22\sqrt{\frac{1920\,Q_2}{60}};\quad \text{ferner}\quad l = h_1 + \tfrac{1}{5}\frac{h_1}{h}\ \text{in Metern.}$$

Ferner wird die per Minute gehobene Wassermenge

$$Q_1 = y\frac{h}{h_1}Q_2.$$

Eytelwein hat im Ganzen über 1100 Versuche mit dem hydraulischen Widder angestellt, dessen Dimensionen schließlich folgende waren, wobei der Apparat am Vortheilhaftesten arbeitete:

Länge der Speiseröhre . .	13,33	Meter,
Weite „ „ . .	0,059	„
„ „ Steigröhre . .	0,027	„
Inhalt des Windkessels .	0,0088	Cub-Meter,
Querschnitt des Sperrventils	0,0024	□Meter.

Aus den sehr gründlichen Versuchen Eytelwein's hat derselbe die angegebenen Regeln abgeleitet, welche auch durch in neuerer Zeit in Frankreich angestellte Versuche bestätigt worden sind.

So erhielt d'Aubuisson:

$$y = 1{,}42 - 0{,}28\sqrt{\frac{h_1}{h}}$$

und Morin:

$$y = 0{,}258\sqrt{12{,}8 - \frac{h_1}{h}}.$$

Bezeichnet man die ganze Dauer eines Hubes mit 1, so ist die Zeit, während welcher das Sperrventil ganz offen bleibt, = 0,57, und die Zeit, während dasselbe ganz geschlossen bleibt, = 0,23. Der Rest von 0,20 wird für das Oeffnen und Schließen verwendet.

Construction des hydraulischen Widders.

Eytelwein wendete bei seinen Versuchen tellerförmige Ventile an; das Steigventil war von Messing und bestand entweder aus einer hängenden Klappe oder in einem horizontal ausschiebenden Tellerventil.

Ein sehr gut arbeitender Stoßheber, welchen der Verfasser in Wien im Betriebe sah, hatte nachfolgende Dimensionen in Wiener Maß.

Fig. 353 zeigt die Anordnung des Sperrventiles mit den zugehörigen Dimensionen. Dasselbe ist ein Kegelventil von 3″ 8‴ äußerem Durchmesser mit entsprechendem Ventilsitz i. Das Ventil ist aber auf seiner untern Seite mit einer Führung versehn, deren Ring f durch 6 Stege mit dem Ventilkörper verbunden ist.

Die Stege lassen zwischen sich 6 Oeffnungen von 1″ Breite und $5\frac{1}{2}$‴ Höhe für den Durchfluß des Wassers.

Auf seiner obern Seite ist das Ventil mit einer Führungsstange b versehn, auf welcher das tellerförmige zweite Ventil c sitzt. e ist ein auf der Führungsstange b befestigter Stellring.

Die Mutter d dient zum Verstellen des Ventiles a gegenüber demjenigen c, respective zur Regulirung des Hubes des erstern Ventiles.

Das neben dem Ventile a durchfließende Wasser der Speiseleitung drückt mit seiner ganzen Druckhöhe auf das Ventil c und stößt dasselbe auf, wodurch gleichzeitig das eigentliche Sperrventil a geschlossen wird.

Vermöge seines Gewichtes sinken beide Ventile nieder, sowie der Wasserstoff erschöpft ist und der Vorgang wiederholt sich leichter und rascher, als wenn das Ventil c nicht vorhanden wäre.

Das Speiserohr (Zuflußrohr) dieses Widders hatte 2″ 10‴, das Steigrohr $1\frac{1}{2}$″, das Steigventil 2″ 3‴ äußern Durchmesser. Letzteres war eine horizontal liegende Lederklappe, mit Metallplatte versteift.

Die Anordnung des Widders war wie diejenige Fig. 36 Tafel 4. Dieser Widder förderte das Wasser auf eine Höhe von 97′. Das vorhandene Gefälle war 25′.

Der Druckwindkessel hatte eine Höhe von 24″ bei einem Durchmesser von 12″. —

Das Luftventil des Mont Golfier'schen Stoßhebers (§ 18 Fig. 36) war hier nicht vorhanden, dürfte aber doch wohl sehr zweckmäßig sein, weil das Wasser unter höherem Drucke die Luft bekanntlich absorbirt.

Doppeltwirkender Saug-Widder oder Schöpfmaschine für Baugruben u. s. w.

Zum Fördern des Wassers auf größere Höhen ist der Stoßwidder sehr gut geeignet, weniger aber, wo es sich darum handelt, Wasser aus geringern Tiefen (bis zu 7 Meter) heraufzusaugen. Für diesen Zweck paßt der saugende Widder besser als der stoßende und soll daher im Nachfolgenden ein doppeltwirkender Saug-Widder, Fig. 251 und 252, Tafel 34, näher beschrieben werden, welcher von Ingenieur Leblanc construirt und zur Fundamentirung von sieben Brücken gebraucht worden ist.

Fig. 251 ist der Verticalschnitt, Fig. 252 der Grundriß des Apparates. A ist das Reservoir für das Speisewasser, das in den Canal B abfließt. C ist das Ablaufrohr für das Speisewasser, P das Sperrventil.

Der obere Theil des Rohres c ist durch ein horizontales Seitenrohr f mit dem Windkessel m verbunden, in welchen gleichzeitig das Rohr n einmündet, durch das das Wasser aus der Grube (Tiefe) herausgesaugt werden soll, welch letztere natürlich tiefer liegt als der Wasserspiegel des Ablaufcanales B.

Aus dem Reservoir A fließt nun bei geöffnetem Sperrventile P das Wasser durch das Rohr c in den Ablaufcanal. Das Sperrventil ist aber so aufgehängt, daß es vom Wasserstrome geschlossen wird, sobald letzterer eine gewisse Geschwindigkeit erlangt hat.

Vermöge der erlangten Geschwindigkeit in der Richtung des Pfeiles zieht nun das im Leitungsrohre c befindliche Wasser aus dem Windkessel m und dieser durch das Rohr n aus der Tiefe Wasser nach, bis der Stoß der Wassersäule in c erschöpft ist.

Nun würde (da die Rohre c und n zusammen einen Heber bilden) die Wassersäule in n das Uebergewicht erhalten, sinken und die Wassersäule im Rohre c in die Höhe ziehn.

Ein im Verbindungsrohr f angebrachtes, gegen c ausschlagendes Ventil g verhindert aber diese rückgängige Bewegung, indem es sich schließt.

Durch die geringe rückgängige Bewegung bis zum erfolgten Schluß des Ventiles wird das Ventil P aufgestoßen und bleibt in seiner geöffneten Lage.

Das Wasser in A tritt nun wieder in das Rohr c ein und es wiederholt sich der erwähnte Vorgang von Neuem.

Die Bewegung und Aufhängweise des Sperrventiles wäre nach dem Vorhergehenden noch nicht recht klar.

Es ist aber das Ventil P, das Leitungsrohr c und das Verbindungsrohr f mit der Saugklappe g doppelt vorhanden, wie aus dem Grundrisse ersichtlich ist.

Die beiden Ventile P sitzen nun nebeneinander und sind so an einem Balancier r aufgehängt, daß das eine sich schließt, wenn das andere sich öffnet. Es sind also eigentlich zwei getrennte saugende Widder vorhanden, welche sich gegenseitig unterstützen und die saugende Wirkung so zu sagen zu einer continuirlichen gestalten.

Der Sitz des Sperrventiles P liegt 0,50 Meter unter dem Wasserspiegel des Aufschlagwassers und es haben sämmtliche Rohre 20 Centimeter lichte Weite.

Die Länge der Leitungsröhren c ist nur 3,25 Meter, das Gefälle 1,700 Meter, die Förderhöhe 2,250 Meter.

Ueber die Leistung wird angegeben, daß dieselbe 6 hölzerne Pumpen ersetzt hat, von welchen jede 12 Arbeiter zur Bedienung erforderte, welche für eine ununterbrochene 24stündige Arbeit in 3 Rotten à 4 Mann (für jede Pumpe) abgetheilt waren.

Der größte Durchmesser der Sperrventile ist 0,350 Meter. Dasselbe besteht aus Lederscheiben, welche durch Bolzen zusammengepreßt sind.

Bei horizontaler Stellung des Balanciers stehn die Ventile P um 50 Millimeter von ihren Sitzen entfernt. — Das Saugventil g ist eine einfache Lederklappe.

Der Preis des Apparates stellte sich auf 800 Francs.

Die Differenz in der Höhe der beiden Unterwasserspiegel soll nicht kleiner als 1 Meter sein.

Dieser Apparat hat seit seiner Construction ununterbrochen für verschiedene Verhältnisse zwischen Gefälle, Wassermenge und Förderhöhe Verwendung gefunden.

Wasser-Verbrauch und Kostenpunkt der hydraulischen Widder.

Nach den in § 19 angegebenen Güteverhältnissen berechnet, stellt sich der totale Wasserverbrauch eines Stoßhebers bei einer Höhe:

$$\frac{h_1}{h} = \begin{cases} 1:2 & \text{auf das } 2\tfrac{1}{2}\text{fache des geförderten Wasserquantums,} \\ 1:3 & \text{" " } 3\tfrac{1}{2} \text{ " " " " } \\ 1:4 & \text{" " } 5 \text{ " " " " } \\ 1:5 & \text{" " } 7\tfrac{1}{2} \text{ " " " " } \\ 1:6 & \text{" " } 9\tfrac{1}{2} \text{ " " " " } \\ 1:7 & \text{" " } 12 \text{ " " " " } \\ 1:8 & \text{" " } 14\tfrac{1}{2} \text{ " " " " } \\ 1:9 & \text{" " } 17\tfrac{1}{2} \text{ " " " " } \end{cases}$$

$$\frac{h_1}{h} = \begin{cases} 1:10 \text{ auf das } 20\frac{1}{2}\text{fache des geförderten Wasserquantums,} \\ 1:11 \text{ „ „ } 24\frac{1}{2} \text{ „ „ „ „} \\ 1:12 \text{ „ „ } 28\frac{1}{2} \text{ „ „ „ „} \\ 1:15 \text{ „ „ } 44 \text{ „ „ „ „} \\ 1:18 \text{ „ „ } 67 \text{ „ „ „ „} \\ 1:20 \text{ „ „ } 90 \text{ „ „ „ „} \end{cases}$$

Man ersieht daraus, daß der hydraulische Widder nur dann vortheilhaft ist, wo es auf eine größere Verbrauchswassermenge nicht ankommt und es sich um eine billige Anlage handelt.

Da der hydraulische Widder aber keine Bedienung erfordert, ist derselbe ein äußerst werthvolles Mittel, kleinere Wassermengen auf große Höhen zu fördern. —

Der Verfasser dieses Werkes liefert vorzügliche hydraulische Widder zu nachfolgenden Preisen:

Aufschlagwasser pro Minute

60	bis	160	Liter	Preis	120	Frcs.
160	„	300	„	„	200	„
300	„	600	„	„	250	„
600	„	1200	„	„	300	„
1200	„	2000	„	„	380	„
2000	„	3000	„	„	600	„
3000	„	6000	„	„	1500	„

Beispiel. Mittelst einer benützbaren Wasserkraft von 0,0125 Cubikmeter Wasser per Secunde und 3 Meter Gefälle soll Wasser durch einen hydraulischen Widder auf eine Höhe von 40 Meter gehoben werden. Welche Wassermenge per Minute wird gehoben und welche Dimensionen erhält der Widder?

Es ist hier zunächst nach § 20 das Güteverhältniß des Widders:

$$y = 1{,}12 - 0{,}2\sqrt{\frac{h_1}{h}} = 1{,}12 - 0{,}2\sqrt{\frac{40}{3}} = 0{,}40.$$

Die geförderte Wassermenge per Minute beträgt somit

$$Q_1 = y\,\frac{h}{h_1}\,Q_2 = 0{,}40\,\frac{3}{40} \times 60 \times 0{,}0125 = 0{,}024 \text{ Cubikmeter.}$$

Der Durchmesser der Leitungsröhre d wird, da $Q_2 = 60 \times 0{,}0125 = 0{,}75$ Cubikmeter:

$$d = 5{,}22\sqrt{\frac{1920 \,.\, 0{,}75}{60}} = 25 \text{ Centimeter.}$$

und

$$l = 40 + \frac{1}{3}\,\frac{40}{3} = 44 \text{ Meter.}$$

Hinsichtlich der Länge von l ist zu bemerken, daß bei einer Ausführung ziemlich von dieser Länge abgewichen werden kann, indem der Werth von l nur den ungefähren Werth der geringsten Rohrlänge bezeichnet. Man findet öfter ausgeführte Anordnungen mit geringerer Länge von l, doch soll wo möglich das angegebene Minimum von l eingehalten werden.

Der Saugheber.

Bevor über die Bewegung des Wassers im Saugheber ein vollständiges Beispiel gegeben werden kann, müssen die sämmtlichen Widerstandscoefficienten näher bestimmt werden und ich verweise daher dieses Beispiel zu den allgemeinen Aufgaben am Schlusse dieses Bandes.

§ 188.

Stoß des Wassers gegen ebene und gekrümmte Flächen.

1. Ein Wasserstrahl von 0,5 Quadratmeter Querschnitt F fließt mit einer Geschwindigkeit v von 4 Meter per Secunde rechtwinklig gegen eine ebene Fläche, welche sich nicht bewegen kann. Welchen Druck übt der Wasserstrahl auf dieselbe aus?

Es ist dieser Druck nach § 26:

$$P = F\frac{2v^2}{2g}G = 0{,}5\,\frac{2\times 4^2}{2\times 9{,}8088}\cdot 1000 = 816 \text{ Kilogramm.}$$

2. Das Ende einer Rohrleitung ist (wie z. B. bei einem Stoßheber) mit einem Ventile von 20 Centimeter Durchmesser geschlossen. Die darauf ruhende Wassersäule beträgt vertical gemessen 15 Meter. Welches ist der Wasserdruck auf das geschlossene und welches auf das offene Ventil?

Der Druck auf das geschlossene Ventil ist gleich dem Gewichte der auf demselben ruhenden Wassersäule, also gleich

$$0{,}7854\times 0{,}20^2\times 15\times 1000 = 470 \text{ Kilogramm.}$$

Der Druck auf das offene Ventil dagegen ist vermöge des Stoßes durch die Ausflußgeschwindigkeit v des Wassers

$$P = F\frac{2v^2}{2g}G = \frac{0{,}7854\times 0{,}20^2\times 2\times\{\sqrt{2\times 9{,}8088\times 15}\}^2}{2\times 9{,}8088}\times 1000 = 941 \text{ Kilogramm.}$$

Dieser letztere Druck ist also doppelt so groß wie derjenige auf das geschlossene Ventil. Es wird daher erklärlich, warum z. B. bei einem

hydraulischen Widder das Sperrventil sich schließen muß, sobald das Wasser im Leitrohre eine bestimmte Geschwindigkeit angenommen hat, da in diesem Falle der Wasserdruck auf die Ventilfläche wesentlich größer ausfallen kann, als dieses bei geschlossenem Sperrventil der Fall ist. Ebenso wird daraus erklärlich, daß man mit der Hand die Oeffnung eines vollen Fasses wohl verschlossen halten kann, daß dieses aber nicht mehr der Fall ist, sobald die Hand sich einmal von der Oeffnung entfernt hat, wobei der Wasserstrahl mit einem doppelt so großen Drucke gegen die Hand preßt.

3. Ein Wasserstrahl von rechtwinkligem Querschnitte von 0,06 Meter Länge und 0,04 Meter Dicke stößt mit einer Geschwindigkeit von 8 Metern in einer Secunde rechtwinklig gegen eine ebene Fläche, die vor dem Wasserstrahl mit einer Geschwindigkeit von 3 Metern in einer Secunde zurückweicht. Welches ist der Druck des Wassers auf diese Fläche?

Nach § 27 ist

$$P = \frac{2\,(v-c)^2}{2\,g}\,F\,.\,G = \frac{2\,(8-3)^2}{2 \times 9{,}8088} \times 0{,}06 \times 0{,}04\,.\,1000 =$$

6,12 Kilogramm.

4. Kommt im obigen Beispiele die sich bewegende Fläche dem Wasserstrahle, statt sich von demselben zu entfernen, mit einer Geschwindigkeit von 2,5 Metern in einer Secunde entgegen, so wird der Druck

$$P = \frac{2\,(v+c)^2}{2\,g}\,F\,.\,G = \frac{2\,(8+2{,}5)^2}{2 \times 9{,}8088} \times 0{,}06 \times 0{,}04 \times 1000 =$$

27 Kilogramm.

5. Stößt der Wasserstrahl in Beispiel 3 unter denselben Umständen gegen eine nach Fig. 50 gebogene Fläche, so wird der Druck auf dieselbe

$$P = 2\,F\,.\,G\,\frac{2\,(v-c)^2}{2\,g} = 2 \times 0{,}06 \times 0{,}04 \times 1000\,\frac{2\,(8-3)^2}{2 \times 9{,}8088} =$$

12,24 Kilogramm.

6. Ein Wasserstrahl, welcher auf eine schief gegen seine Bewegungsrichtung gestellte Ebene (nach Fig. 49) mit einer Geschwindigkeit von 16 Meter per Secunde zuströmt, macht mit dieser Ebene einen Winkel α von 45°. Der Durchmesser d des runden Strahles ist 0,45 Meter. Welchen Druck übt derselbe auf die Fläche aus, parallel zur Strahlachse gemessen?

Man hat zunächst für den Querschnitt des Strahles $F = 0{,}7854\,d^2 = 0{,}7854 \times 0{,}45^2 = 0{,}1590$ Quadratmeter und es wird daher der gesuchte Druck, wenn der Strahl nach zwei Richtungen ausweichen kann:

$$P = F \,.\, G\,\frac{2\,v^2 \sin a^2}{2\,g} = 0{,}1590 \times 1000\,\frac{2\,.\,16^2 \sin^2 45^0}{2 \times 9{,}808} = 2035 \text{ Kgr.}$$

7. Ist im obigen Beispiele der Druck nicht parallel der Strahlachse, sondern wie in Fig. 52 vertical in der Richtung des Pfeiles zu bestimmen, so wird derselbe nach Formel 10 § 30, wenn das Wasser sich auf der Fläche nach allen Seiten ausbreiten kann:

$$P = 2\,F_1\,G\,\frac{v^2 \sin a^2 \cos a}{2\,g},$$

wobei F_1 den Querschnitt des Strahles parallel zur Fläche bezeichnet.

Dieser Querschnitt bildet nun aber eine Ellypse, deren kleine Achse $\delta = 0{,}45$ Meter und deren große Achse $\delta_1 = \delta\,\frac{1}{\cos a} = 0{,}634$ Meter ist. Bekanntlich ist nun der Flächeninhalt einer Ellypse gleich dem Product der beiden halben Achsen multiplicirt mit der Ludolph'schen Zahl $\pi = 3{,}1416$; also

$$F_1 = \tfrac{1}{2}\,d \times \tfrac{1}{2}\,d_1 \times 3{,}1416 = \tfrac{1}{2} \times 0{,}45 \times \tfrac{1}{2} \times 0{,}634 \times 3{,}1416 = 0{,}2234 \text{ Quadratmeter.}$$

Setzt man nun in die obige Formel die entsprechenden Werthe ein, so erhält man

$$P = 2 \times 0{,}2234 \times 1000\,\frac{16^2 \sin^2 45^0 \cos 45^0}{2 \times 9{,}8088} = 1971 \text{ Kilogramm.}$$

8. Kann im obigen Beispiel 6 das Wasser nur nach einer Seite ausweichen, so wird der Druck P auf die Fläche parallel zur Strahlachse

$$P = (1 - \cos\delta)\,\frac{v^2}{g}\,F \,.\, G = (1 - \cos 45^0)\,\frac{16^2}{9{,}81}\,0{,}1590 \times 1000 = 1245 \text{ Kilogramm.}$$

9. Soll im Beispiel 6 der Druck senkrecht auf die Ebene gemessen und unter der Voraussetzung bestimmt werden, daß das Wasser nach zwei Richtungen ausweichen kann, so wird der Druck

$$P_2 = \frac{v^2}{g} \sin a \,.\, F \,.\, G = \frac{16^2}{9{,}81} \sin 45^0 \times 0{,}1590 \times 1000 = 2910 \text{ Kgr.}$$

10. Kann das Wasser nur nach zwei Seiten ausweichen, so wird der Druck im Beispiel 6 senkrecht auf die Strahlachse gemessen

$$P_4 = \frac{v^2}{2\,g}\,2 \cos a \sin a \,.\, F \,.\, G = \frac{16^2}{2 \times 9{,}81}\,2 \cos 45^0 \sin 45^0 \times 0{,}1590 \times 1000 = 2067 \text{ Kilogramm.}$$

11. Kann sich endlich das Wasser nach allen Seiten auf der gestoßenen Fläche ausbreiten, so wird der Druck parallel der Strahlachse gemessen:

$$P = \frac{2 \sin a^2}{1 + \sin a^2} \cdot \frac{v^2}{g} \cdot F \cdot G = \frac{2 \sin^2 45^0}{1 + \sin^2 45^0} \times \frac{16^2}{9{,}81} \times 0{,}159 \times 1000$$
$$= 2735 \text{ Kilogramm.}$$

§ 189.

Ausfluß des Wassers unter verschiedenen Pressungen.

1. Aus einem runden Gefäße fließt durch eine ebenfalls runde Oeffnung von 0,08 Meter Durchmesser Wasser aus und es beträgt der auf die Oberfläche des Wassers ausgeübte Druck $P = 5$ Atmosphären, während der äußere Druck p die gewöhnliche atmosphärische Pressung ist. Der Durchmesser b des Gefäßes ist 4,5 Meter. Mit welcher Geschwindigkeit fließt das Wasser durch a aus, wenn die Druckhöhe $H = 2$ Meter beträgt und wenn man die Contraction und die Reibungswiderstände vernachlässigt?

Nach § 33 hat man zunächst die Querschnitte O des Gefäßes und denjenigen A der Austrittsmündung, sowie ferner die Größe der Pressungen auf die Flächeneinheit dieser Querschnitte zu bestimmen. Der Querschnitt O ist $= 0{,}7854\, b^2 = 0{,}7854 \times 4{,}5^2 = 15{,}89$ Quadratmeter = abgerundet 15,9 Quadratmeter und derjenige A ist $= 0{,}7854 \times 0{,}08^2 = 0{,}005$ Quadratmeter. Der Druck P auf 1 Quadratmeter ist in runder Zahl 50000 Kilogramm und derjenige $p = 10000$ Kilogramm. Das Gewicht von 1 Cubikmeter Flüssigkeit ist $d = 1000$ Kilogramm.

Es wird somit die genaue Ausflußgeschwindigkeit nach Formel 1 § 33:

$$V = \sqrt{\frac{2gH + \frac{2g \cdot (P - p)}{d}}{1 - \frac{A^2}{O^2}}} =$$

$$= \sqrt{\frac{2 \times 9{,}808 \times 2 + \frac{2 \times 9{,}808\,(50000 - 10000)}{1000}}{1 - \frac{0{,}005 \times 0{,}005}{15{,}89 \times 15{,}89}}} =$$

$$= 28{,}68 \text{ Meter per Secunde.}$$

2. Da im obigen Falle der Querschnitt des Gefäßes so groß ist, daß das Verhältniß $\frac{A^2}{O^2}$ vernachlässigt werden kann (da $\frac{A}{O}$ weniger $\frac{1}{10}$ beträgt), so kann man die Ausflußgeschwindigkeit setzen (Formel 2) § 33:

$$V = \sqrt{2gH\frac{2g(P-p)}{d}} =$$

$$= \sqrt{2 \times 9{,}808 \times 2\frac{2 \times 9{,}808(50000-10000)}{1000}} = 28{,}68 \text{ Meter per Sec.}$$

3. Herrscht dagegen im Innern des obigen Gefäßes nur die gewöhnliche atmosphärische Pressung, so wird

$$V = \sqrt{2gH} = \sqrt{2 \times 9{,}808 \times 2} = 6{,}27 \text{ Meter per Sec.}$$

4. Strömt aus dem obigen Gefäße statt Wasser gewöhnliche atmosphärische Luft unter einem Drucke von 5 Atmosphären aus, so ist zunächst das Gewicht d der Cubikeinheit Luft unter der Pressung P zu bestimmen.

Das Gewicht von 1 Cubikmeter Luft unter der gewöhnlichen atmosphärischen Pressung und bei 0° Temperatur ist = 1,3 Kilogramm und die Dichtigkeit derselben nimmt proportional der Pressung zu. Es ist somit das Gewicht $d = 1{,}3 \times 5 = 6{,}5$ Kilogramm und es wird die Ausflußgeschwindigkeit nach Formel 3 § 33 =

$$V = \sqrt{\frac{2g(P-p)}{d}} = \sqrt{\frac{2 \times 9{,}808\,(50000-10000)}{6{,}5}} =$$

$$= 347 \text{ Meter per Sec.}$$

§ 190.

Ausfluß des Wassers unter verschiedenen Umständen.

1. Es ist die Zeit t_1 zu berechnen, in welcher der Wasserstand in einem Gefäße, das keinen Zufluß hat, von der Höhe h_1 von 8 Meter bis zu derjenigen $h = 2{,}5$ Meter über der Ausflußöffnung vom Querschnitt $F = 0{,}09$ Quadratmeter herabsinkt, wenn der Querschnitt des Gefäßes $A = 4{,}7$ Quadratmeter beträgt und der Ausflußcoefficient $a = 0{,}83$ ist.

Es ist ferner die Zeit zu bestimmen, welche zur vollständigen Entleerung des Gefäßes erforderlich ist.

Nach § 78 Formel 1 ist die zuerst erwähnte Zeit t_1:

$$t_1 = \frac{A}{aF}\left(\sqrt{\frac{2h_1}{g}} - \sqrt{\frac{2h}{g}}\right) = \frac{4{,}7}{0{,}83 \times 0{,}09}\left\{\sqrt{\frac{2\times 8}{9{,}808}} - \sqrt{\frac{2\times 2{,}5}{9{,}808}}\right\}$$

$$= 35 \text{ Secunden.}$$

Die zur vollständigen Entleerung des Gefäßes erforderliche Zeit dagegen ist nach Formel 2 desselben Paragraphen:

$$t_0 = \frac{A}{aF}\sqrt{\frac{2h_1}{g}} = \frac{2Ah_1}{aF\sqrt{2gh_1}} = \frac{2\times 4{,}7\times 8}{0{,}83\times 0{,}09\sqrt{2\times 9{,}808\times 8}} =$$

$$= 80 \text{ Secunden.}$$

2. Wie viel sinkt der Wasserspiegel im obigen Gefäße in 35 Secunden oder welches ist die Höhe h_2, um welche der Wasserstand in dieser Zeit abnimmt?

Es ist für diesen Fall:

$$h_2 = \left\{\sqrt{h_1} - \frac{a\sqrt{2g}}{2A}Ft\right\}^2 = \left\{\sqrt{8} - \frac{0{,}83\sqrt{2\times 9{,}81}}{2\times 4{,}7}\,0{,}09\times 35\right\}^2 =$$

$$= 2{,}43 \text{ Meter.}$$

3. Wie hoch steht das Wasser im obigen Gefäße, wenn 26 Secunden Zeit zu seiner Entleerung erforderlich sind?

Aus der Formel 2 § 78 folgt:

$$2Ah_1 = t_0 \times a\,.\,F\,.\sqrt{2gh_1} \quad \text{und} \quad h_1 = \frac{t_0\times a\,.\,F\,.\sqrt{2gh_1}}{2A} =$$

$$= \frac{26\times 0{,}83\times 0{,}09\sqrt{2\times 9{,}808\times x}}{2\times 4{,}7};$$

wenn x die zu suchende Größe h_1 bezeichnet.

Man probirt nun die Durchführung der Rechnung, indem man für x einen willkürlichen Werth einsetzt, bis das Resultat der Formel dem eingesetzten Werthe x gleich wird, wohin man nach einiger Ueberlegung bald gelangen wird. Setzt man z. B. für x den Werth 3, so giebt die Durchführung der Rechnung $h_1 = 1{,}5$ Meter. Es ist somit der Werth x zu groß gewählt. Setzt man nun für denselben den Werth 0,8, so wird $h_1 = 0{,}8$, was also dem eingesetzten Werthe von x entspricht.

Die gesuchte Höhe h_1 ist also = 0,8 Meter.

4. Welches ist die Zeit der Entleerung eines Gefäßes von 6,5 Quadratmeter Querschnitt, wenn demselben anfänglich eine Wassermenge Q von 0,005 Cubikmeter Wasser per Secunde durch eine Oeffnung entfließt und die Druckhöhe am Anfange 9 Meter beträgt?

Es ist hier zunächst die Größe des Querschnittes der Ausflußöffnung zu bestimmen und diese ist

$$F = \frac{1{,}25 \times 0{,}005}{\sqrt{2 \times 9{,}81 \times 9}} = 0{,}00047 \text{ Quadratmeter,}$$

wenn der Contractionscoefficient 0,8 und $\frac{1}{0{,}8} = 1{,}25$ ist.

Es wird nun die Zeit der Entleerung nach § 78:

$$t_0 = \frac{A}{aF}\sqrt{\frac{2h_1}{g}} = \frac{2Ah_1}{aF\sqrt{2gh_1}} = \frac{2 \times 6{,}5 \times 9}{0{,}8 \times 0{,}00047\sqrt{2 \times 9{,}81 \times 9}} =$$
$$= 23400 \text{ Secunden.}$$

5. In welcher Zeit t_1 sinkt der Wasserspiegel eines Gefäßes von h_1 = 9 Meter Druckhöhe über einer Oeffnung von 0,0008 Quadratmeter Querschnitt zu der Druckhöhe h = 2 Meter herunter, wenn dem Gefäß per Secunde eine Wassermenge von 0,0050 Cubikmeter zufließt und der Coefficient für den Austritt 0,75 beträgt?

Es ist hier nach § 79 zunächst

$$\sqrt{k} = \frac{Q}{aF\sqrt{2g}} = \frac{0{,}0050}{0{,}75 \times 0{,}0008\sqrt{2 \times 9{,}81}} = 1{,}92$$

und es wird daher die gesuchte Zeit

$$t_1 = \frac{A}{aF}\sqrt{\frac{2}{g}}\left\{\sqrt{h_1} - \sqrt{h} + \sqrt{k} + \frac{\sqrt{h_1} - \sqrt{k}}{\sqrt{h} - \sqrt{k}}\right\} =$$
$$= \frac{6{,}5}{0{,}75 \times 0{,}0008}\sqrt{\frac{2}{9{,}81}}\left\{\sqrt{9} - \sqrt{2} + 1{,}92 + \frac{\sqrt{9} - 1{,}92}{\sqrt{2} - 1{,}92}\right\} =$$
$$= 16681 \text{ Secunden.}$$

6. In welcher Weise ist die Entleerungszeit eines Gefäßes von 6,5 Quadratmeter Querschnitt zu bestimmen, wenn außer der Druckhöhe von 9 Meter nur das in der ersten Secunde abfließende Wasserquantum Q = 0,005 Cubikmeter bekannt ist?

Aus der Formel

$$t_0 = \frac{2Ah_1}{aF\sqrt{2gh_1}}$$

ergiebt sich

$$t_0 = \frac{2Ah_1}{Q} = \frac{2 \times 6{,}5 \times 9}{0{,}005} = 23400 \text{ Secunden.}$$

7. Zwei Gefäße A und B, Fig. 189 Tafel 21, communiciren mit einander durch eine Röhre C. Der Querschnitt von A ist G_1 und derjenige des Gefäßes B = G. In welcher Zeit t geht der Niveau-Abstand h in den kleinern h_1 über, wenn der Querschnitt des Ver-

bindungsrohres C (in Fig. 189) = F und der Eintrittscoefficient für die Oeffnung i mit k bezeichnet wird.

Es iſt für dieſen Fall die geſuchte Zeit t:

$$t = \frac{2\,G \,.\, G_1 \sqrt{h} - \sqrt{h_1}}{k\,F \,.\, (G + G_1)\sqrt{2\,g}} \quad \ldots\ldots 1)$$

Dagegen befinden ſich die Niveaux in beiden Gefäßen in gleicher Höhe nach einer Zeit t_2:

$$t_2 = \frac{2\,G \,.\, G_1 \sqrt{h}}{k\,F \,.\, (G + G_1)\sqrt{2\,g}} \quad \ldots\ldots 2)$$

Iſt z. B. G = 2,5 Quadratmeter, G = 1,50 Quadratmeter, h_1 = 4 Meter, k = 0,75, F = 0,0080 Quadratmeter und h = 14 Meter, ſo wird

$$t = \frac{2 \times 2{,}5 \times 1{,}5\sqrt{14} - \sqrt{4}}{0{,}75 \times 0{,}008 \times (2{,}5 + 1{,}5)\sqrt{2 \times 9{,}81}} = 130 \text{ Secunden.}$$

und

$$t_2 = \frac{2 \times 2{,}5 \times 1{,}5\sqrt{14}}{0{,}75 \times 0{,}008 \times (2{,}5 + 1{,}5)\sqrt{2 \times 9{,}81}} = 280 \text{ Secunden.}$$

8. Aus einem Turbinenhauſe fließt das Waſſer durch einen Abflußcanal von 1,3 Meter conſtanter Waſſertiefe h und 2,7 Meter Breite B ab. Wieviel Waſſer fließt im günſtigſten Falle ab, wenn auf 3 Seiten der Ausflußöffnung Contraction ſtattfindet?

Es iſt nach § 76:

$$M = 0{,}642 \frac{2\,h}{3} B \sqrt{2\,g\,h} = 0{,}642 \times \frac{2 \times 1{,}3}{3} \times 2{,}7 \sqrt{2 \times 9{,}808 \times 1{,}3}$$

$$= 7{,}523 \text{ Cubikmeter.}$$

Natürlich fließt das Waſſer nur dann mit dieſer Anfangsgeſchwindigkeit aus dem Turbinenhauſe ab, wenn der Abflußcanal ein ſolches Gefälle und ſolche Dimenſionen beſitzt, daß das Waſſer in demſelben mit der nämlichen Geſchwindigkeit fortlaufen kann. Iſt dieſes nicht der Fall, ſo entſpricht die Ausflußgeſchwindigkeit aus dem Turbinenhauſe nur derjenigen im Canal.

Iſt dagegen die Geſchwindigkeit des Waſſers im Ablaufcanale größer, ſo fließt nichtsdeſtoweniger das Waſſer nur mit der obigen maximalen Anfangsgeſchwindigkeit aus dem Turbinenhauſe fort, ſo daß man durch ein ſtarkes Fallenlaſſen des Ablaufcanales keineswegs den Waſſerſtand im Turbinenhauſe erniedrigen kann, weil das todt im letztern befindliche Waſſer nur mit der oben erwähnten maximalen Geſchwindigkeit ſeinen Ablauf beginnt.

9. Welche Breite B muß die Ablauföffnung einer Wasserstube erhalten, wenn aus derselben 6 Cubikmeter Wasser per Secunde abfließen sollen und die Wassertiefe über der Sohle der Abflußöffnung 1,2 Meter betragen darf, indem diese Höhe durch locale Verhältnisse bedingt ist? Contraction finde auf zwei Seiten statt, so daß der Ausflußcoefficient 0,064 beträgt.

Aus der obigen Formel ergiebt sich der Werth von B durch Elimination zu:

$$B = \frac{M}{0{,}664 \frac{2h}{3} \sqrt{2gh}} = \frac{6}{0{,}664 \frac{2 \times 1{,}2}{3} \sqrt{2 \times 9{,}808 \times 1{,}2}} =$$

$$= 2{,}37 \text{ Meter.}$$

9. Welches wird die Wassertiefe h in der Ablauföffnung eines Wasserhauses, wenn durch eine gegebene Breite von 2,4 Meter = 3,5 Cubikmeter Wasser in einer Secunde abfließen sollen? Contraction finde nur auf einer Seite statt, so daß der Ausflußcoefficient = 0,697 beträgt.

Aus der obigen Formel (in Nr. 5) ergiebt sich der folgende Ausdruck:

$$\frac{2h}{3} \sqrt{2gh} = \frac{M}{0{,}697 \,.\, B} = \frac{3{,}5}{0{,}697 \times 2{,}4} = 2{,}095.$$

Es soll somit das Produkt $\frac{2h}{3} \sqrt{2gh}$ gleich sein der Größe 2,095. Durch probeweises Einsetzen eines beliebigen Werthes von h wird man leicht dazu gelangen, den richtigen Werth von h zu erhalten.

Setzt man z. B. versuchsweise h = 1,5 Meter, so müßte sein

$$\frac{2 \times 1{,}5}{3} \sqrt{2 \times 9{,}808 \times 1{,}5} = 5{,}53.$$

Da indessen die letztere Zahl größer ist, so ist der Werth von h zu groß angenommen worden. Setzt man daher h = 0,85, so ist

$$\frac{2 \times 0{,}85}{3} \sqrt{2 \times 9{,}808 \times 0{,}85} = 2{,}09,$$

was wirklich der Fall ist, so daß die gesuchte Höhe des Wasserstandes in der Ablauföffnung = 0,85 Meter ist.

§ 191.

Wasserdruck auf Schützen und Schleusen.

1. Wie groß ist der Druck P des Wassers auf eine Schütze von 5 Meter Breite b, bei 1,5 Meter Wassertiefe a?

Nach § 35 ist

$$P = \tfrac{1}{2} b \cdot a^2 y = \frac{1}{2} \times 5 \times 1{,}5^2 \times 1000 = 5625 \text{ Kilogramm.}$$

(1000 Kilogramm ist das Gewicht von 1 Cubikmeter Wasser.)

2. Wie groß ist der Wasserdruck auf eine Schütze, Fig. 256 Tafel 31, welche von beiden Seiten vom Wasser gedrückt wird, wenn die Wassertiefe einerseits 3 Meter, anderseits 4 Meter beträgt, und die Breite der Schütze = 2 Meter ist?

Bei diesen Verhältnissen hat man sich zu hüten, nur etwa den obern Theil a b als dem Wasserdrucke ausgesetzt zu betrachten.

Der obere Theil a b der Schütze ist hier, wie gewöhnlich, dem halben Wasserdrucke a b ausgesetzt; der untere Theil a c dagegen hat auf die ganze Fläche den vollen Wasserdruck a b zu ertragen, weil der Druck von a b sich auf die ganze Tiefe a c des Wassers fortpflanzt.

Der Druck auf die ganze Fläche b c besteht sonach aus zwei Theilen, von denen

der erste $P = 2 \times 1 \times 0{,}5 \times 1000 = 1000$ Kilo und

der zweite $P = 3 \times 2 \times 1 \times 1000 = 6000$ „

beträgt.

Der ganze Druck auf die Schütze b c in der Richtung des Pfeiles beträgt daher 7000 Kilo.

Am leichtesten kommt man in solchen Fällen zum Ziele, wenn man den Druck auf jede Seite der Schütze extra berechnet und den kleinern vom größern abzieht.

So ist z. B. der Druck auf die rechte Seite der obigen Schütze

$$P = 4 \times 2 \times 2 \times 1000 = 16000 \text{ Kilo}$$

und derjenige auf die linke Seite $P = 3 \times 2 \times 1{,}5 \times 1000 = 9000$ Kilo.

Also die Differenz oder der wirksame Druck . . . . = 7000 Kilo

wie oben.

3. Welches ist der Seitendruck C R eines Schleusenthores gegen die Widerlager, wenn (nach Fig. 60) die Neigung d der Thore gegen die Querlinie C C = 18° beträgt und die Länge eines Thores = 5 Meter, die Wassertiefe aber 2,3 Meter ist?

Man hat zunächst den Druck P auf ein Schleusenthor zu bestimmen und es ist derselbe

$$P = \frac{1}{2} \times 5 \times 2{,}3^2 \times 1000 = 13225 \text{ Kilogramm.}$$

Der Seitendruck nach der Richtung $D_1 S_1$ ist

$$= \frac{P}{2 \sin 2d} = \frac{13225}{2 \sin 36^\circ} = 12770 \text{ Kilogramm.}$$

Der schiefe Seitendruck CR dagegen wird

$$= \frac{P}{2 \sin d} = \frac{13225}{2 \times 0{,}309} = 21400 \text{ Kilogramm.}$$

§ 192.

Kraftanwendung zum Aufziehn der Schützen.

Nach besondern, über diesen Gegenstand angestellten Versuchen ist die Reibung zwischen einer Schütze und ihrer Unterlage für den ersten Moment des Hebens, also für den Anfang der Bewegung = 0,65 und während des Aufziehens selbst = 0,25 des ganzen Druckes P der Schütze auf ihre Unterlage, d. h. des Wasserdruckes auf die Schütze.

Es ist demnach diese Kraft zum Aufziehn: $P = 0{,}65\, a\, b\, h\, y +$ dem Gewichte der ganzen Schütze, weniger dem Gewichte des von ihr verdrängten Wassers.

Ist demnach a die Höhe des eingetauchten Theiles, b die Breite der Schütze, h die Entfernung des Schwerpunktes unter dem Oberwasserspiegel, oder wenn die Schütze auf beiden Seiten unter Wasser steht, der Niveauabstand beider Wasserspiegel, G das Gewicht und I das Gewicht des von ihr verdrängten Wassers, so ist die Kraft zum Aufziehn für den Anfang der Bewegung:

$$P = 0{,}65\, a\, b\, h\, y + G - I.$$

Natürlich muß bei der Uebersetzung an der Aufzugvorrichtung eines Schützenzuges die zum Anfang der Bewegung erforderliche Kraft berücksichtigt werden und es kann zur Ueberwindung des ersten Widerstandes ein Druck auf die Kurbel von 30 Kilogramm angenommen werden, so daß dieser Druck während des übrigen Theiles des Aufziehens nur $30 \times \frac{0{,}25}{0{,}65} = 12$ Kilogramm beträgt.

b) Bei Anwendung von Schrauben und Schneckenrädern hat man zu berücksichtigen, daß ungefähr $^2/_3$ bis $^4/_5$ des Druckes auf die Kurbel zur Ueberwindung der Reibungswiderstände consumirt werden, hat also die Uebersetzung 3- bis 4mal so groß zu machen, als dieß sonst geschehn müßte. Bei Anwendung von gewöhnlichen Stirnrädern und conischen Getrieben darf man dagegen die Reibungswiderstände beinahe vernachlässigen, da diese Organe nur einen sehr geringen Theil der Kraft absorbiren. Da dieselben indessen bei Schützengetrieben selten so exact und sorgfältig ausgeführt, die Achsenlager auch nicht regelmäßig geschmiert werden und dieselben meist den Einflüssen der Witterung ausgesetzt sind, darf man in Berücksichtigung der Reibungswiderstände auch hier eine um $^1/_8$ bis $^1/_2$ größere Uebersetzung in Anwendung bringen.

§ 192 a.

Ueber den Kraftverlust beim Schneckentrieb.

Es kann befremden, daß durch die Anwendung von Schnecke und Rad ein so bedeutender Theil der treibenden Kraft verloren geht.

In der That sind aber die gewöhnlichen Schnecken und Schneckenräder so construirt, daß den angestellten Versuchen gemäß wenigstens $^3/_5$ der treibenden Kraft durch dieselben verloren gehen, so daß also, wo außer Schnecke und Rad noch anderweitige Räderübersetzungen vorhanden sind, die treibende Kraft unter allen Umständen wenigstens $2^1/_2$ bis 3mal größer ausfällt, als dem vorhandenen Uebersetzungsverhältnisse entspricht.

Da dieser Umstand in der Regel zu wenig berücksichtigt wird, so folgen hier noch die Regeln, nach welchen Schnecke und Rad ausgeführt werden müssen, wenn durch dieselben ein bestimmter Theil der treibenden Kraft nutzbar wird, sowie diejenigen zur Bestimmung des Kraftverlustes.

Nennt man nämlich $\frac{N_1}{N}$ das Verhältniß $\frac{\text{Uebertragene Kraft}}{\text{Treibende Kraft}}$ und ist

$\frac{N_1}{N} =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$
so muß sein:				
$\frac{R}{d} =$	0,290 i	0,254 i	0,231 i	0,215 i
$\frac{\beta}{d} =$	3,48	3,01	2,77	2,57
$\frac{d_1}{d} =$	$0{,}794\sqrt[3]{i}$	$0{,}693\sqrt[3]{i}$	$0{,}630\sqrt[3]{i}$	$0{,}585\sqrt[3]{i}$

dabei bedeutet: i die Anzahl der Zähne des Schneckenrades,
R den Halbmesser " "
d " Durchmesser der Schneckenwelle,
d_1 " " " Schneckenradwelle,
β die Zahnbreite des Schneckenrades.

Soll z. B. für eine Regulir-Welle eines Schützenzuges oder einer Turbine eine Schnecke mit Rad so construirt werden, wenn nur die Hälfte der treibenden Kraft verloren geht, so wird für ein Rad mit 36 Zähnen

$$\frac{R}{d} = 0{,}29 \times 36 = 10{,}44 \quad \text{und} \quad R = 10{,}44\, d;$$

für eine Schneckenwelle von 39 Millimeter Dicke müßte somit das Schneckenrad einen Halbmesser von

$$10{,}44 \times 39 = 407 \text{ Millimeter}$$

erhalten, was ungewöhnlich viel ist.

Um diese großen Dimensionen zu umgehn, hilft sich die Praxis dadurch, daß sie die Räder viel schwächer construirt, als es der Stärke der Wellen entsprechen würde, welche letztern allerdings auch wesentlich stärker gewählt werden, als sie zur Uebertragung der Kraft eigentlich sein müßten; wenn aber Rad und Welle gleich stark sein sollen, müssen sie nach den obigen Regeln ausgeführt sein.

Die Größe, welche die Schnecke erhalten muß, damit nur ein bestimmter Theil der treibenden Kraft verloren geht, ist leicht durch folgende Regel zu bestimmen:

Es ist nämlich: $\frac{N}{N_1} = 1 + \frac{r}{t}$, wenn r der Halbmesser der Schnecke (über den Theilkreis gemessen) und t die Zahntheilung des Schneckenrades ist.

Wenn der Halbmesser $r = 3t$ ist, so wird $\frac{N}{N_1} = 4.$

" " " $r = 1{,}6t$ " " " $\frac{N}{N_1} = 2{,}6.$

" " " $r = t$ " " " $\frac{N}{N_1} = 2.$

" " " $r = 2t$ " " " $\frac{N}{N_1} = 3.$

Ist z. B. die Theilung eines Schneckenrades 36 Millimeter und der Halbmesser der Schnecke 72 Millimeter, so wird $r = 2t$ und es muß 3mal so viel Kraft auf die Schneckenwelle ausgeübt werden, als das Schneckenrad überträgt.

Gewöhnlich wendet man bei einer Theilung von 36 Millimeter eine Schnecke von 100 Millimeter Durchmesser an, so daß $r = 1{,}4$ und $\frac{N}{N_1} = 2{,}5$ ist, wobei also nur $^1/_{2,5}$ der Kraft nutzbar wird.

1. Eine Schützenfalle, Fig. 190 Tafel 21, von 4,5 Meter Länge ist einem Wasserdrucke von 2 Meter ausgesetzt. Dieselbe wiegt sammt den Beschlägen und Zahnstangen zum Aufziehn 25 Centner. Welche Kraft ist zum Aufziehn derselben erforderlich?

Der eingetauchte Theil der Schütze verdrängt bei einer Dicke von 9 Centimetern $0{,}09 \times 4{,}5 \times 2 = 0{,}8$ Cubikmeter Wasser im Gewichte von 800 Kilogramm.

Nun ist der Wasserdruck auf die Schütze $= a\,b\,h\,y = 4{,}5 \times 2 \times 1 \times 1000 = 9000$ Kilogramm und es wird die Kraft zum Aufziehn der Schütze für den Anfang der Bewegung:

$$P = 0{,}65\,a\,b\,h\,y + G - I = 0{,}65 \times 9000 + 1250 - 800 = \\ = 6300 \text{ Kilogramm.}$$

Nimmt man nun an, daß die Schütze mit 2 Zahnstangen versehen sei, welche nach Fig. 190 Tafel 21 durch ein Stirnrad von 0,18 Meter Diam., ein Schneckenrad von 0,80 Meter Diam. und eine Schnecke von 0,15 Meter Diam. durch *eine* Kurbel von 36 Centimeter Länge (welche Dimension man diesen Kurbeln in der Regel giebt) gehoben werden sollen, daß ferner, wie bereits oben erwähnt, der gewöhnliche größte Druck auf die Kurbel 30 Kilogramm nicht übersteigen soll, so ergiebt sich folgendes Verhältniß zur Bestimmung des Uebersetzungsverhältnisses:

In Folge der Absorption der treibenden Kraft an der Kurbel durch die Reibungswiderstände durch Achsenlager, Schnecke und Rad ist die erforderliche Uebersetzung dreimal so groß anzunehmen, als sie beim directen Aufziehn der Schütze erforderlich wäre, also

$$3 \times \frac{6300}{30} = 630\text{fach.}$$

Hat nun die Schnecke ein einfaches Gewinde und giebt man dem Schneckenrade 80 Zähne, hat ferner die Kurbel einen 4mal so großen Halbmesser als das Stirnrad c, so ist die Uebersetzung $= 4 \times 80 = 320$fach.

Durch eine einzige Kurbel kann daher diese Schütze nicht gehoben werden, sondern es sind dazu 2 Mann erforderlich, wobei eine Uebersetzung von $3\frac{6300}{2 \times 30} = 315$ erforderlich ist, was den angegebenen Verhältnissen entspricht.

In Wirklichkeit muß eine Schütze immer durch einen einzigen Mann also durch einen Druck von 30 Kilo auf die Kurbel für den Anfang der Bewegung) gehoben werden können und es ist daher im obigen Falle statt zweier Kurbeln nur eine solche, dagegen aber noch eine Räderrücksetzung anzuwenden, welche zwischen Kurbel und Schnecke eingeschaltet wird.

Man hat bei der Befestigung des Schützentriebsupports wohl darauf zu achten, daß auch zum Herablassen der Schütze eine ganz bedeutende Kraft erforderlich ist, indem dieselbe bei vorhandenem größerem Wasserdrucke keineswegs von selbst herunterfällt.

So ist z. B. bei den obigen Dimensionen und Verhältnissen, wie überhaupt im Allgemeinen die folgende Kraft zum Herabdrücken der Schütze erforderlich:

$$P_2 = 0{,}25\,a\,b\,h\,y + I - G.$$

Diese Kraft wird daher in unserem Falle $= 0{,}25 \times 9000 + 800 - 1250 = 2077$ Kilogramm, also über $^1/_3$ der Kraft, welche zum Heben der Schütze erforderlich ist.

Diese Kraft ist beim Herabdrücken der Schütze anfänglich klein, so lange nur ein kleiner Theil derselben ins Wasser eintaucht, wird aber nach und nach größer, bis zum gänzlichen Herunterdrücken der Schütze schließlich die angegebene Kraft erforderlich ist.

In Berücksichtigung der Geschwindigkeit des beim Herablassen gegen die Schütze anfließenden Wassers wird dieser Druck gegen das Ende der Bewegung noch wesentlich größer, so daß man in der Praxis für das Oeffnen und Schließen der Schützen dieselbe Kraft als erforderlich annehmen kann.

Wenn dagegen kein größerer Wasserdruck vorhanden ist, ist zum Herunterlassen der Schütze nur eine sehr geringe Kraft erforderlich, so daß diese oft von selbst herunterfällt.

§ 193.

Drehschützen.

Beim Schließen einer verticalen Schütze muß nach dem Vorhergehenden ein oft sehr bedeutender Wasserdruck überwunden werden, d. h. es werden die Antriebgestelle solcher Schützen mit großer Gewalt nach oben gezogen, so daß man dieselben sehr solid mit den Fundamenten verankern muß. Schon öfter mußte dieses mit großen Schwierigkeiten nachträglich geschehn, wo es bei der ersten Anlage vernachlässigt wurde, und man bringt daher in neuerer Zeit an denjenigen Stellen gerne horizontale Drehschützen (mit verticaler Achse) an, wo ein Abschluß durch eine große Schütze bewerkstelligt werden soll.

Solche Drehschützen sind z. B. vor den Einläufen in das Turbinenhaus der Papierfabrik und Holzschleiferei in Perlen bei Luzern angewendet worden und es fällt bei denselben die große Kraft zur Bewegung deshalb größtentheils weg, weil der Wasserdruck diese Bewegung nicht so sehr erschweren kann.

Diese Schützen bestehn in einer gewöhnlichen hölzernen Schützenwand von 9 Centimeter Stärke bei einer ganzen Breite von 4,5 Meter

und einer Wasserhöhe vor denselben von 1,350 und 1,800 Meter, welche an einer gußeisernen Achse von 105 Millimeter Stärke festgeschraubt ist. Die Achse, in der Mitte der Schütze angebracht, dreht sich in Lagern und trägt oben ein Schneckenrad von 1 Meter Durchmesser, in welches eine Schnecke von 0,27 Meter Durchmesser und einfachem Gewinde eingreift. An der Schneckenachse von 60 Millimeter Dicke sind an beiden Enden Kurbeln von 0,36 Meter Länge angebracht. An einer Stelle können diese Drehschützen von den im Innern des Gebäudes befindlichen Holländern aus regulirt werden, wobei das Regulirungsgetriebe 45 Millimeter Durchmesser hat, da es mittelst conischer Räder von 22 in 44 Zähnen (32 Millimeter Theilung) und 420 und 210 Millimeter Durchmesser bei 75 Millimeter Breite rückwärts übersetzt.

Die untern Bodenlager h dieser Drehschützen haben einen Durchmesser der Zapfen von 105 Millimeter und sind mit 25 Millimeter dicken, $3\frac{1}{2}$ Fuß langen, in die Betonmasse eingegossenen Ankerschrauben fest mit dem Fundamente verbunden.

Die Bewegung dieser Drehschützen ist eine verhältnißmäßig sehr leichte, indessen halten dieselben etwas weniger dicht, als gut ausgeführte verticale Ziehschützen, was indessen bei so großen Wasserbau-Anlagen nicht viel zu sagen hat.

Die Flügel, auf welche die hölzerne Schütze festgeschraubt ist, haben eine Dicke von 33 Millimeter, eine Breite von 0,60 Meter; die Schrauben sind $\frac{3}{4}$" engl. = 19 Millimeter Dicke.

Um die zur Bewegung einer solchen Schütze erforderliche Kraft näher festzustellen, hat man zunächst den Wasserdruck auf die geschlossenen Flügel zu bestimmen. Es ist derselbe:

$$P = a\,b\,h\,y = 1{,}8 \times 4{,}5 \times 0{,}9 \times 1000 = 7290 \text{ Kilogramm.}$$

Nun beträgt der Reibungscoefficient für verticale Drehachsen, welche selten oder gar nicht geschmiert werden können, 0,12 bis 0,10 des Druckes, d. h. es ist die zum Drehen dieser Achsen erforderliche Kraft $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10}$ des auf ihnen lastenden Druckes.

Nehmen wir in unserm Falle, wo ein Schmieren des unter Wasser befindlichen Zapfens ungeachtet der an der Schütze zu diesem Zwecke angebrachten Vorrichtung nicht erwartet werden kann, den Coefficienten der Zapfenreibung zu $\frac{1}{8} = 0{,}12$ an, so wird die zur Bewegung der Schütze beim Oeffnen erforderliche Kraft $P = 0{,}12 \times 7290 = 875$ Kilogramm.

Hat das auf den Achsen der Drehschütze angebrachte Schneckenrad 90 Zähne, so ist die Uebersetzung desselben, wenn die Schnecke einfaches Gewinde hat, eine 90fache und es ist somit nach Anmerkung b des

vorigen Paragraphen die auf die Schnecke zu übertragende Kraft $P = \frac{875}{90} \times 3 = 29$ Kilogramm.

Mittelst eines Handrades vom 4fachen Durchmesser der Zapfen ist die durch den Arbeiter am Umfange des Rades auszuübende Kraft auf $^{29}/_{4} = 7$ Kilogramm reducirt.

Je mehr sich übrigens die Schütze öffnet, um so weniger Fläche bietet sie dem durchfließenden Wasser dar und um so geringer ist die zu ihrer Bewegung erforderliche Kraft. Am leichtesten ist der Anfang des Schließens und am schwierigsten die erste Ingangsetzung beim Oeffnen der Schütze zu bewerkstelligen.

§ 193 a.

Holzstärke der Schützenzüge.

Bei einem jeden Schützenzuge hat das unterste Brett desselben den größten Wasserdruck auszuhalten und man hat daher hinsichtlich der Stärkeverhältnisse nur das unterste Brett zu berücksichtigen, welches die ganze Wassertiefe als drückende Wassersäule auszuhalten hat.

Ist b die Breite, h die Höhe und d die Dicke eines Schützenbrettes, so bricht dasselbe bei einem gleichmäßig vertheilt gedachten Wasserdrucke von

$$P = \frac{h\,d^2}{b} \times \frac{8}{b} \times 400 \text{ Kilogramm für Tannenholz.}$$

Gewöhnlich berechnet man die Schützen für 5fache Sicherheit und es hält ein Brett sodann einen Druck aus von

$$P_1 = \frac{100\,h\,d^2}{b} \text{ Kilogramm.}$$

Ein Schützenbrett von 1 Meter Breite (der Schütze) hält bei 5facher Sicherheit einen Druck aus von

$$P_1 = h\,d^2 \text{ Kilogramm.}$$

Die nachfolgende Tabelle enthält die Druckhöhe in Metern, welche ein tannenes Schützenbrett von gegebener Breite b (nicht Höhe) bei verschiedener Dicke mit 5facher Sicherheit aushält:

Tabelle über die Holzdicke der Schützenzüge.

Dicke der Bretter in Millimetern.	Zulässige Druckhöhe in Metern bei 5facher Sicherheit; für eine Breite der Schütze von							
	m 1,000	m 1,500	m 2,000	m 2,500	m 3,000	m 3,500	m 4,000	m 5,000
30	0,900	0,670	0,450	0,400	0,300	0,260	0,225	0,180
45	2,025	1,500	1,012	0,800	0,675	0,590	0,505	0,405
60	3,600	2,700	1,800	1,500	1,200	1,050	0,900	0,720
75	5,600	4,200	2,800	0,230	1,870	1,650	1,400	1,120
90	8,100	6,000	4,050	3,30	2,700	2,350	2,000	1,600
105	11,020	8,260	5,510	4,600	3,700	3,300	2,750	2,200
120	14,400	10,800	7,200	6,000	4,800	4,200	3,600	3,000

(Eichenholz hält eine um die Hälfte größere Druckhöhe aus.)

§ 194.

Reaction einer ausfließenden Wassermasse.

Nach § 16 übt jede aus einem Gefäße oder Reservoir ausfließende Wassermenge einen Druck auf die gegenüberliegende Wandung des Behälters aus, welcher in § 77 näher bestimmt ist.

1. Wie groß ist der Reactionsdruck auf die Wandung eines Behälters mit 4,5 Meter Wasserhöhe, wenn der Querschnitt der Austrittöffnung 0,0095 Quadratmeter beträgt und der Ausflußcoefficient $a = 0{,}78$ ist?

Der Reactionsdruck wird nach § 77:

$$R = \frac{Qy}{g} u = 2 y a F \frac{u^2}{2g} = 2 y a F . h =$$

$$2 \times 1000 \times 0{,}78 \times 0{,}0095 \times 4{,}5 = 65{,}5 \text{ Kilogramm.}$$

2. Vergleicht man die Größe des Reactionsdruckes mit demjenigen, welcher nach § 26 durch einen in Bewegung befindlichen Wasserstrahl gegen eine diesem vertical entgegenstehende Fläche ausgeübt wird, so findet man, daß der Wasserdruck in beiden Fällen gleich groß ist, d. h.:

Der Reactionsdruck ist gleich dem Drucke, welchen dieselbe Wassermasse bei derselben Ausflußgeschwindigkeit beim Stoß auf eine ruhende, vertical zur Ausflußrichtung gestellte Fläche ausübt.

3. Aus einer Rohrleitung A, Fig. 193 Tafel 21, von 1,2 Meter lichter Weite fließt das Wasser mit einer Geschwindigkeit von 2 Metern aus.

Welches ist der Druck R nach der Richtung des Pfeiles, welcher auf das Knieſtück A ausgeübt wird und welchen die Befestigungsschrauben auszuhalten haben?

Es ist der Querschnitt der Rohrleitung $= 0{,}7854 \times 1{,}2^2 = 1{,}13$ Quadratmeter und somit der Reactionsdruck in entgegengesetzter Richtung des Wasseraustrittes

$$R = 2\,\gamma\,.\,a\,.\,F\,.\,\frac{u^2}{2g} = 2 \times 1000 \times 0{,}95 \times 1{,}13 \times \frac{2^2}{2 \times 9{,}808} =$$

438 Kilogramm,

wobei $a = 0{,}95$ den Ausflußcoefficienten für den Wasseraustritt bezeichnet.

4. Wie man aus diesem Beispiele sieht, ist der Reactionsdruck bei großen Wasserleitungen wohl in Berücksichtigung zu ziehn, indem an den Austritt- und den Knieſtücken solcher oft Kraftwirkungen ins Spiel kommen, die nicht so leicht ins Auge fallen und eine gute Verankerung der erwähnten Stücke erfordern. Damit die Schrauben nicht auf Abscheerung in Anspruch genommen werden, wird die Fußplatte solcher Knieſtücke 15 bis 20 Millimeter in den Fundamentstein eingelassen. —

§ 195.

Die Fahrgeschwindigkeit der Schiffe.

Man hat schon unzählige Male die Frage ventilirt, ohne sich, zumal in nicht technischen Kreisen, eine befriedigende Beantwortung geben zu können, warum denn die Schnelligkeit der See- resp. Meer-Dampfer nicht bedeutend vermehrt werde, da man ja nur stärkere Maschinen in denselben anzubringen hätte.

Man schließt dann gewöhnlich, daß allerdings für die gleiche Zeit die Quantität der mitzuführenden Kohlenvorräthe größer sein müßte; wenn man aber die Fahrgeschwindigkeit vermehre, so daure die Zeit ein und derselben Fahrt auch in dem Maße weniger lang, so daß die Kohlenvorräthe nicht größer ausfallen müssen.

Dieß scheint nun auf den ersten Blick allerdings so zu sein; man findet jedoch bei näherer Betrachtung, daß sich einer wesentlich größern Fahrgeschwindigkeit unübersteigliche Hindernisse in den Weg legen.

Wie in § 37 angeführt ist, ist die erforderliche Betriebskraft eines Schiffes nicht nur seiner Geschwindigkeit, sondern dem Cubus derselben proportional, so daß eine 2 mal so große Geschwindigkeit $2^3 = 8$ mal,

und eine 3 mal größere Geschwindigkeit eine $3^3 = 27$ mal größere Betriebskraft und Kohlenmenge im Gefolge haben müßte. Eine größere Geschwindigkeit hat somit eine bedeutende Vergrößerung des ganzen Schiffes, d. h. eine Vertheuerung des ganzen Betriebes in doppelter Hinsicht zur Folge. Aus diesem Grunde wird die jetzt übliche Fahrgeschwindigkeit der Dampfer niemals eine bedeutend größere werden können, so lange nicht ein billiges Brennmaterial von geringem Gewichte entdeckt wird, welches die Concentrirung eines großen Heizwerthes in einem kleinen Raume gestattet, so daß eine Vermehrung der Schiffsgeschwindigkeit keine Vergrößerung des Schiffes selbst mehr im Gefolge hat.

Ein solches Brennmaterial wäre das Petroleum, doch ist dieses ein zu gefährlicher Stoff, obwohl die mit demselben angestellten Versuche in anderer Hinsicht sehr befriedigend ausgefallen sind.

Aufgaben. 1. Welche Kraft erfordert ein Schiff zum Betriebe, dessen Länge 30 Meter, die Breite 8 Meter, die Tauchung 4 Meter beträgt, wenn seine Geschwindigkeit 4 Meter in einer Secunde betragen soll und die Umfangsgeschwindigkeit der Schaufelräder gegen das Schiff 8 Meter beträgt?

Das Verhältniß zwischen Real- und Nominaleffect sei $= {}^2/_3$ *).

Nach § 38 ist zunächst der Werth

$$k = 0{,}309 \left\{ \tfrac{2}{3} \frac{L}{T} + 2 \frac{L}{B} \right\} \text{ zu bestimmen.}$$

Dieser ist $k = 0{,}309 \left\{ \frac{2}{3} \times \frac{30}{4} + 2 \frac{30}{8} \right\} = 3{,}862$. Und es wird nun die erforderliche Betriebskraft in Pferden: $Nu = \frac{k\,Q}{75} u^3 \frac{\frac{v}{u}}{\frac{Nr}{Nu}} =$

$$\frac{3{,}862 \times 8 \times 4}{75} \times 4^3 \frac{\frac{8}{4}}{\frac{2}{3}} = 315 \text{ Pferde.}$$

2. Welche Geschwindigkeit wird das obige Schiff besitzen, wenn die Maschine desselben 150 nominelle Pferdestärken hat und das Verhältniß zwischen Nominal- und Realeffect $\frac{Nu}{Nr} = \frac{2}{3}$ ist? Es wird die Fahrgeschwindigkeit u:

*) Siehe § 196 folgender Seite.

$$u = \sqrt[3]{\frac{75\,Nu\left(\frac{Nr}{Nu}\right)}{k\,Q\left(\frac{v}{u}\right)}} = \sqrt[3]{\frac{75 \times 150\left(\frac{2}{3}\right)}{3{,}862 \times 8 \times 4\left(\frac{8}{4}\right)}} = 3{,}10 \text{ Meter}$$

per Secunde.

§ 196.

Nominal- und Realeffect eines Motors.

Das Verhältniß zwischen dem sogenannten Nominaleffect (nominellen Pferdestärke) und dem Realeffect (wirkliche Pferdestärke) ist nicht zu verwechseln mit dem in § 175 behandelten absoluten Effect und dem Nutzeffect. Die Bezeichnung „Nominaleffect" kommt ausschließlich bei den Dampfmaschinen vor und ist nur in England, in Deutschland und Frankreich dagegen meist nicht üblich und rührt davon her, daß man die wirkliche Leistung der Dampfmaschinen in frühern Zeiten, wo man noch keine verläßlichen Kraftmesser zur Verfügung hatte, meist zu gering anschlug, indem man ihnen der Größe entsprechend eine Anzahl nomineller Pferde zuschrieb, während sich dann später der wirkliche Effect oder die thatsächliche Kraftleistung als bedeutend größer herausgestellt hat.

Diese letztere wirkliche Leistung einer Dampfmaschine nennt man nun den Realeffect, zum Unterschiede von dem (nur nach der Schätzung beurtheilten) Nominaleffect.

Unsinniger Weise haben aber die Engländer ihre Methode der Kraftbezeichnung einer Dampfmaschine durch Angabe des früher üblich gewesenen Nominaleffectes (nach der Schätzung beurtheilten Effectes) beibehalten, ohne daß dabei ein constantes Verhältniß des Nominal- und Realeffectes zu Grunde gelegt und angegeben wird. Im Allgemeinen ist aber eine nominelle Pferdekraft ungefähr $= {}^3/_2$ wirkliche Pferdestärken.

Die Ursache, warum die sonst so practischen Engländer bei dieser Bezeichnungsweise stehn geblieben sind, ist aber darin zu suchen, daß eine Dampfmaschine von bestimmter Größe einen sehr verschiedenen Realeffect entwickelt, je nachdem man dieselbe bei gleichem Dampfdrucke langsamer oder schneller arbeiten läßt. Arbeitet sie doppelt so schnell, so leistet sie auch nahe doppelt so viel und umgekehrt. Man muß daher, wenn man den Realeffect einer Maschine angiebt, auch immer beifügen, bei welcher Kolbengeschwindigkeit dieser Realeffect erzielt wird, um ein Urtheil

über die Größe und den eigentlichen commerciellen Werth derselben zu haben. Rationell ist indessen einzig die Angabe des Realeffectes und es ist sehr fatal, daß die Engländer diese sinnverwirrende Bezeichnung gegenüber dem Auslande hartnäckig beibehalten haben.

Wird bei der Angabe des Realeffectes die zu Grunde liegende Anzahl Umdrehungen nicht angegeben, so ist dieselbe allerdings auch nicht rationell und man thut daher beim Ankauf von Maschinen gut, gar nicht nach der Pferdestärke, sondern nach Cylinderdurchmesser und Hublänge der betreffenden Maschine zu fragen.

§ 197.

Aufgaben über die Schraube als Treibapparat.

1. Welche Betriebskraft (Realeffect) erfordert ein Schiff von 45 Meter Länge, 10 Meter Breite und 6 Meter Tauchung, wenn es durch eine Schraube betrieben werden soll, deren Projection auf die Querebene = 3,8 Quadratmeter und deren Winkel $a = 45^0$ beträgt?

Es ist zunächst

$$k = 0{,}309 \left\{ \frac{2}{3} \frac{L}{T} + 2 \frac{L}{B} \right\} = 0{,}309 \left\{ \frac{2}{3} \frac{45}{6} + 2 \frac{45}{10} \right\} = 4{,}326.$$

und $z = 0{,}307$; $A = BT = 60$, und es wird sodann die erforderliche Betriebskraft nach § 39, wenn das Schiff 6,8 Meter per Secunde Fahrgeschwindigkeit haben muß:

$$Nr = \frac{kQ}{75} u^3 \left\{ 1 + \sqrt{\frac{kQ}{k_1 Q_1} \frac{1}{z}} \right\} =$$

$$\frac{4{,}326 \times 60}{75} \times 6{,}8^3 \left\{ 1 + \sqrt{\frac{4{,}326 \times 60}{102 - 3{,}8} \times \frac{1}{0{,}307}} \right\} = 2700 \text{ Pferde.}$$

Dagegen würde diese Kraft bei 3 Meter Fahrgeschwindigkeit nur $Nr = 233$ Pferdestärken.

2. Welche Anzahl Umdrehungen muß die obige Schraube machen, wenn der Winkel a derselben wie gewöhnlich 30^0 beträgt?

Es ist

$$n = 145 \frac{u}{B} = 145 \frac{6{,}8}{10} = 98{,}6 \text{ per Minute.}$$

3. Welches ist die erforderliche Betriebskraft des Schiffes, wenn der Winkel $a = 30^0$ und die Fahrgeschwindigkeit 4 Meter per Secunde beträgt?

Es ist:

$$Nr = 0{,}043\, B^2 u^3 = 0{,}043 \times 10^2 \times 4^3 = 275 \text{ Pferde}$$

und es macht die Schraube

$$n = 145 \frac{u}{B} = 145 \frac{4}{10} = 58 \text{ Umdrehungen per Minute.}$$

§ 198.

Aufgaben über die Turbine als Treibapparat.

1. Das obige Schiff soll durch eine Turbine in Betrieb gesetzt werden mit einer Geschwindigkeit von 6,8 Meter per Secunde. Der Winkel y, § 40, ist 40°; R = 2,5 Meter, R_2 = 2,25 Meter und R_1 = 2,75 Meter.

Wie groß wird die Betriebskraft, die Anzahl Umdrehungen der Turbine und der Winkel β?

Es ist zunächst wie in 1. des vorigen Paragraphen

$$K = 0{,}309 \left\{\frac{2}{3}\frac{45}{6} + 2\frac{45}{10}\right\} = 4{,}326, \quad \text{Ferner} \quad 0 = 0{,}0945\, B^2 = 9{,}45$$

$$\sin\beta = \frac{\sin y}{1 + \frac{K\,O}{k\,o}} = \frac{\sin 40^0}{1 + \frac{4{,}326 \times 60}{102 \times 9{,}45}} = 0{,}504; \text{ also } \beta = 30^0. -$$

$$n = \frac{30}{\pi}\frac{U}{R \operatorname{tang}\beta} = \frac{30}{3{,}1416}\frac{6{,}8}{2{,}5 \times \operatorname{tang} 30^0} = \frac{30}{3{,}1416}\frac{6{,}8}{2{,}5 \times 0{,}577} =$$

45 Umdrehungen per Minute,

ferner

$$N = \frac{K\,O\,U^3}{75}\frac{\operatorname{tang}\frac{1}{2}(\beta + y)}{\operatorname{tang}\beta} = \frac{4{,}326 \times 60 \times 6{,}8^3}{75}\frac{\operatorname{tang}\frac{1}{2}(30^0 + 40^0)}{\operatorname{tang} 30^0}$$

$$= \frac{4{,}326 \times 60 \times 6{,}8^3}{75}\frac{0{,}70}{0{,}57} = 1335 \text{ Pferde.}$$

2. Es sei im obigen Falle der Winkel y = 30°. Welches werden die Werthe der Größen β, n und N?

Es wird:

$$\beta = 25^0\,24'; \quad n = 134\frac{U}{B} = 134\frac{6{,}8}{10} = 91 \text{ per Minute;}$$

ferner:

$$N = 0{,}059\, Q\, U^3 = 0{,}059 \times 10 \times 6 \times 6{,}8^3 = 1130 \text{ Pferdekräfte.} -$$

§ 199.

Das Schöpfrad.

1. Ein Schöpfrad nach Fig. 69, Tafel 5 (§ 42), hat die nachfolgenden Dimensionen und es ist die durch dasselbe gehobene Wassermenge Q und die Nutzleistung L zu bestimmen, welche zum Heben dieses Wasserquantums erforderlich ist.

Das Rad hat einen äußern Durchmesser von 10 Meter; hat 30 Eimer, deren jeder bei einer Breite von 2 Meter $^1/_4$ Cubikmeter Wasser faßt und dabei bis zu $^1/_4$ angefüllt wird. Das Rad macht 6 Umdrehungen per Minute und es befinden sich die Canäle, in welche das Wasser sich ergießt, in einer Höhe von 7 Meter über dem Unterwasserspiegel. Das Wasser wird indessen zur vollständigen Entleerung noch um 1 Meter über den Wasserspiegel der oberen Canäle emporgehoben.

Es ergiebt sich nun die per Secunde emporgehobene Wassermenge zu:

$$Q = \frac{n}{60} V u = \frac{n u V}{60} = \frac{6 \times 30 \times 0{,}25}{60} = 0{,}75 \text{ Cubikmeter per Sec.}$$

Der zum Betrieb des Rades erforderliche Nutzeffect wird:

$$L = \left(h + h_1 + \frac{V^2}{2g}\right) \frac{n u}{60} V y \times 1{,}25 =$$

$$\left(7 + 1 + \frac{3{,}1^2}{2 \times 9{,}808}\right) \frac{30 \times 6}{60} 0{,}25 \times 1000 \times 1{,}25 = 843 \text{ Kilgmeter.}$$

$$= 11{,}2 \text{ Pferde.}$$

Die in diesem Beispiele gewählte Umfangsgeschwindigkeit ist eine außerordentlich große und soll dieselbe in der Praxis nicht über 1 Meter per Secunde betragen.

2. Wären bei dem obigen Rade aus einer zu hebenden Wassermenge von 0,8 Cubikmeter per Secunde die erforderlichen Dimensionen zu bestimmen, so hat man zu erwägen, daß der Durchmesser durch die gegebene Förderhöhe von 7 Meter bestimmt wird und ungefähr 10 Meter zu betragen hat. Aus der obigen Formel ergiebt sich dann:

$$n u V = 60 Q;\ V = \frac{60 Q}{n u};\ n = \frac{60 Q}{u V};\ u = \frac{60 Q}{n V}.$$

Nimmt man nun z. B. das Rad 2 Meter breit an, so wird das Volum eines Eimers bei einer Anzahl von 30 Eimern circa 1 Cubikmeter, wenn man das Rad 0,5 Meter tief macht. Rechnet man nun

$^1/_4$ Füllung, so ist $V = 0{,}25$ und $n = 30$ und es wird nun die erforderliche Anzahl Umdrehungen:

$$u = \frac{60\,Q}{n\,V} = \frac{60 \times 0{,}8}{30 \times 0{,}25} = 6{,}4 \text{ per Minute.}$$

3. Wäre dagegen die Anzahl Umdrehungen durch locale Verhältnisse zu 2 per Minute bestimmt, so würde bei 30 Eimern das erforderliche Volum

$$V = \frac{60\,Q}{n\,u} = \frac{60 \times 0{,}8}{30 \times 2} = 0{,}8 \text{ Cubikmeter,}$$

d. h. es müßte das ganze Volumen eines Eimers bei $^1/_4$ Füllung $= 4 \times 0{,}8 = 3{,}2$ Cubikmeter betragen.

Da nun die Umfangstheilung des Rades circa 1 Meter beträgt, so müßte das Product von Umfangstheilung, Breite und Tiefe $= 3{,}2$ Cubikmeter sein.

Bei einer Tiefe von 1 Meter würde daher das Rad 3,2 Meter Breite erhalten müssen.

4. Wenn schließlich der leichtern Ausführung halber ein geringeres Volumen V von 0,12 Meter und eine Anzahl Umdrehungen von 3 per Minute gewählt werden soll, so ergiebt sich die erforderliche Anzahl Eimer zu

$$n = \frac{60\,Q}{u\,V} = \frac{60 \times 0{,}8}{3 \times 0{,}12} = 133;$$

was auf practische Schwierigkeiten stößt.

Bei einer Füllung von $^1/_3$ würde der Inhalt eines Eimers $= 3 \times 0{,}12 = 0{,}36$ Cubikmeter und bei einer Breite von 1 Meter und einer Tiefe von 0,36 Meter würde das Rad $= \frac{0{,}36}{1 \times 0{,}36} = 1$ Meter Theilung; also 133 Meter Umfang oder 42 Meter Diam. erhalten, was nicht ausführbar wäre. Man hätte somit eine größere Breite und Tiefe des Rades zu wählen.

§ 200.

Das Spiralrad.

1. Ein Spiralrad nach Fig. 70 und 71, § 42, hat 6 Abtheilungen oder Spiralen und es ist die von jeder Abtheilung derselben aufgefaßte Wassermenge ein Segmentkörper von 3 Meter Länge, 2 Meter Breite und 0,85 Meter Tiefe und es macht das Rad 8 Umdrehungen in einer

Minute. Welches ist die per Secunde gehobene Wassermenge und welche Kraft erfordert es zum Betriebe, wenn die Förderhöhe 4 Meter beträgt?

Es ist zunächst der Inhalt eines Segmentes oder Wasserkörpers

$$V = \frac{2}{3} a \,.\, b \,.\, l = \frac{2}{3} \times 0{,}85 \times 2 \times 3 = 3{,}4 \text{ Cubikmeter}$$

und die per Secunde gehobene Wassermenge:

$$Q = \frac{n}{60} u \frac{2}{3} a \,.\, b \,.\, l = \frac{n u}{90} a \,.\, b \,.\, l = \frac{6 \times 8}{90} 0{,}85 \times 2 \times 3 =$$

2,72 Cubikmeter per Secunde.

Bei der Bestimmung der zum Heben erforderlichen Kraft ist zu berücksichtigen, daß dieselbe wegen der Reibungswiderstände auch hier um $^1/_4$ größer ausfällt, als die Formel § 42 dieselbe angiebt. Diese Kraft wird somit:

$$1{,}25 \frac{1}{6{,}75} n u a \,.\, b \,.\, l \,.\, h = 1{,}25 \frac{1}{6{,}75} 6 \times 8 \times 0{,}85 \times 2 \times 3 \times 4 =$$

181 Pferde.

2. Hat man umgekehrt aus der per Secunde zu hebenden Wassermenge von z. B. 0,5 Cubikmeter und der Förderhöhe $h = 2{,}4$ Meter die Dimensionen eines solchen Spiralrades zu bestimmen, so hat man zu erwägen, daß eine oder mehrere der gesuchten Dimensionen nach dem Gefühle, oder probirweise oder aber nach localen Verhältnissen passend angenommen werden müssen, wonach die übrigen sich dann ergeben.

Es ist z. B. nach der obigen Formel:

$$\frac{2}{3} a \,.\, b \,.\, l = \frac{60\,Q}{n u}.$$

Nimmt man daher für das Rad 5 Abtheilungen an und will man dem Rade 4 Umdrehungen per Minute geben, so müßte eine Spirale leicht den Wasserkörper:

$$\frac{2}{3} a b l = \frac{60 \times 0{,}5}{5 \times 4} = 1{,}5 \text{ Cubikmeter}$$

auffassen können.

Nach der Aufzeichnung würde sich dann Länge und Tiefe dieses Wasserkörpers ergeben, woraus dann leicht die erforderliche Radbreite gefunden werden kann.

Bei manchen Annahmen wird es sich treffen, daß die zuletzt bestimmte Dimension nicht in einem passenden Verhältnisse mit den übrigen Dimensionen steht und dann sieht man sogleich, welche Aenderung in den gemachten Annahmen vorzunehmen ist, um bei einer Wiederholung der Rechnung ans gewünschte Ziel zu kommen.

§ 201.

Das Wurfrad.

Gehobene Wassermenge per Secunde und dazu erforderlicher Kraftbedarf ist bei einem Wurfrade, Fig. 72, § 42, von nachfolgenden Dimensionen zu bestimmen:

Das Rad hat 5,5 Meter Diam.; 18 Schaufeln von 1,2 Meter Tiefe und 1,5 Meter Breite; es macht 3 Rev.

Das per Schaufelraum aufgefaßte Wasservolum ist bei $^1/_3$ Füllung 0,6 Cubikmeter.

Die Wassermenge per Secunde, die gehoben wird, ist:

$$Q = \frac{n}{60} V u = \frac{n u V}{60} = \frac{18 \times 3 \times 0{,}6}{60} = 0{,}54 \text{ Cubikmeter.}$$

Die Förderhöhe ist 2,2 Meter und $h_1 = 0{,}60$ Meter; daher die zum Heben erforderliche Kraft bei $^1/_4$ Zuschlag für Nebenhindernisse:

$$L = 1{,}25 \left(h + h_1 + \frac{v^2}{2g}\right) \frac{n u}{60} V y =$$

$$1{,}25 \left(2{,}2 + 0{,}60 + \frac{0{,}86^2}{2 \times 9{,}808}\right) \frac{18 \times 3}{60} \times 0{,}6 \times 1000 =$$

1920 Kilgmeter. oder 25,6 Pferde.

§ 202.

Archimedische Spirale.

1. Die Länge des wasserhaltenden Bogens einer Wasserschnecke nach Fig. 75 beträgt 0,95 Meter und der Durchmesser der Röhren ist 0,22 Meter und bilden dieselben 3 Windungen oder Spiralen, welche 25 Umdrehungen in einer Minute machen.

Welches ist die per Secunde gehobene Wassermenge und welche Kraft erfordert dieselbe zum Betriebe, wenn man für die Nebenhindernisse (Reibungswiderstände) $^1/_3$ der erforderlichen Kraft zuschlägt?

Es ist nach § 42:

$$Q = \frac{n u}{60} V = \frac{n u}{60} F . l = \frac{3 \times 25}{60} \times 0{,}7854 \times 0{,}22^2 \times 0{,}95 =$$

0,412 Cubikmeter,

und die zur Umdrehung erforderliche Arbeit bei einer Förderhöhe von 4,2 Meter:

$$L = \frac{n\,u}{60} V h_y = \frac{n\,u}{60} F l h_y = \frac{3 \times 25}{60} \times 0{,}038 \times 0{,}95 \times 4{,}2 \times 1000$$

$$= 1730 \text{ Kilgmeter}$$

und bei $^1/_3$ Zuschlag für die Nebenhindernisse $= 1{,}33 \times \frac{1730}{75} =$

30,6 Pferdekräfte.

§ 203.

Holländische Wasserschraube.

1. Der äußere Durchmesser $2r$ einer solchen Schraube ist 0,85 Meter; der parallel der Achse gemessene Abstand der Schraubengewinde $= h_1 = 0{,}49$ Meter; der Neigungswinkel der Schraubenfläche $a = 15^0$. Wieviel Schraubengewinde n_1 muß diese Schraube haben und welche Wassermenge fördert sie bei 33 Umdrehungen u per Minute, wenn die gefaßte Wassermenge eines Gewindes 0,010 Cubikmeter beträgt?

Es wird:

$$n_1 = \frac{2\pi r \operatorname{tang} a}{h_1} = \frac{2 \times 3{,}14 \times 0{,}425 \operatorname{tang} 15^0}{0{,}49} = 1{,}47 \text{ oder} = 2.$$

Die per Secunde geförderte Wassermenge Q wird:

$$Q = \frac{n_1\,u}{60} V = \frac{2 \times 33}{60} \times 0{,}010 = 0{,}011 \text{ Cubikmeter per Secunde}$$

und die erforderliche Betriebskraft L für eine Förderhöhe von 3 Meter bei $^1/_4$ Zuschlag für die Nebenhindernisse:

$$L = \frac{n\,u}{60} V h_y \times 1{,}25 = \frac{2 \times 33}{60} \times 0{,}010 \times 3 \times 1000 \times 1{,}25 =$$

41,3 Kilgmeter. per Secunde.

2. Fig. 4 auf Tafel 26 zeigt die constructive Anordnung einer hölzernen holländischen Wasserschraube, wie sie zum Entleeren der Baugruben mit großem Vortheil verwendet wird, sobald die Förderhöhe des Wassers nicht mehr als 8 bis 10′ oder 3 Meter beträgt. Dieselbe erhält im Durchmesser 40 bis 60 Centimeter; eine Länge von circa 6 Meter; ein 3faches Gewinde mit einer Steigung gleich dem Durchmesser der Schnecke. Ja der Schraubengang ist aus 20 bis 25 Stücken auf eine Windung zusammengesetzt. Die einzelnen Brettchen der Gänge greifen mit Zapfen in die in die Welle c eingeschnittene Nuthe ein und

sind außerdem unter sich durch hölzerne Nägel verbunden. Um den ebenfalls hölzernen äußern Mantel sind in je 1 Meter Entfernung eiserne Zugbänder oder Reifen angebracht, um demselben dichten Verschluß durch Anziehn der Bänder ertheilen zu können. In der Regel läßt man die einzelnen Brettchen der Schraubengänge ebenfalls in eine Nuthe des äußern Mantels eingreifen, was einerseits die Festigkeit erhöht, anderseits eine leichtere Abdichtung der Gänge von einander gestattet.

Hinsichtlich der Aufstellung ist die Lage der Schnecke in einem Winkel von 30° die vortheilhafteste und hat sich bei den Versuchen von D'Aubuisson und Hachette in Frankreich herausgestellt, daß man mittelst einer solchen Schnecke von 6 Meter Länge, mit 3fachem Gewinde von 50 Centimeter Durchmesser bei 35 Umdrehungen in einer Minute ein Wasserquantum von 45 Cubikmeter per Stunde auf $3\frac{1}{2}$ Meter Höhe heben konnte, wobei 9 Arbeiter zum Betriebe erforderlich waren. Gewöhnlich rechnet man durch einen Mann während 6 Arbeitsstunden 16 Cubikmeter Wasser per Stunde auf einen Meter Höhe zu fördern. —

Gewöhnlich werden 3 Schraubengewinde auf der Spindel angebracht. Der innere Durchmesser des Cylinders beträgt das 3fache desjenigen des Kernes und wechselt von 300 bis 700 Millimeter.

Die Länge ist 12- bis 18mal größer als der Durchmesser des Cylinders.

Auf dem Kerne aufgerissen beträgt der Winkel, welchen die Schiefe der Gänge mit der Achse des Kernes bildet, gewöhnlich 60°. Die alten Römer nahmen in der Regel 45°; Eytelwein nahm bei seinen Versuchen 78°; bei Versuchen in Toulouse hatte man eine Schiefe von 45°.

Die Neigung der Schraubenachse gegen den Horizont kann von 30° bis 45° betragen, und die Wirkung wird am besten, wenn der Unterwasserspiegel etwas über die Mitte der unteren Oeffnung reicht. Hinsichtlich der Leistungsfähigkeit eines Arbeiters an einer gut construirten holländischen Schraube kann man annehmen, daß dieselbe stündlich 15 Cubikmeter auf 1 Meter Höhe beträgt, wobei der Arbeiter 6 bis 8 Stunden zu arbeiten vermag. Die holländische Schraube ergiebt eine weit bessere Leistung, wenn der Cylinder sich sammt dem Gewinde dreht, und also letzteres dicht mit dem Cylinder vereinigt ist, als wenn, wie oft der Fall, der Kasten feststeht und die Spirale in demselben sich mit dem nöthigen Spielraum dreht, durch welch letztern ein wesentlicher Verlust stattfindet. —

§ 204 a.

Wasserversorgung.

1. **Wasserbedarf für verschiedene Zwecke.** Zur Bestimmung des Wasserbedarfs bei der Anlage eines Pumpwerkes kann man sich der nachstehenden mittlern Werthe bedienen:

Es ist der tägliche Verbrauch an Wasser

für eine Person durchschnittlich	20	Liter (Kilogramm),
„ ein Pferd oder eine Kuh	75	„
„ einen Wagen zur Reinigung . . .	40—75	„
„ ein Bad	300	„
„ einen Quadratmeter Garten	1,4	„
„ „ „ Straßenbesprengung	1	„
„ „ Gossenspülhahn	5000	„

Durchschnittlich gerechnet kann man die für die verschiedenartigsten Zwecke verbrauchte Wassermenge in Städten zu 30 bis 40 Liter für jeden Einwohner rechnen.

Dieß gilt indessen nur für ganz große Städte.

In Paris wird ferner verbraucht:

Per 1 Quadratmeter Garten oder Allee	3	Liter täglich,	
Für jede Werkstätte (boutique) .	100	„ „	
Per Pferdekraft Dampfmaschine Hochdruck	3500	„ „	(in 10 Stunden),
Per Pferdekraft Dampfmaschine mit Expansion und Condensation	6000	„ „	„ „ „
Per Pferdekraft Niederdruck-Dampfmaschine	10000	„ „	„ „ „
Per Hectoliter Biererzeugung . .	200	„ „	
Per Bad	300	„ „	
Spülung der Pissoirs ꝛc. per 1 Hahn	5000	„ „	

Paris verbraucht ferner 13500000 Liter täglich für öffentliche Brunnen.

Im Ganzen verbraucht Paris täglich 180 bis 200 Liter Wasser für jeden Einwohner.

Für kleinere Städte und Ortschaften ist Folgendes zu bemerken: eine sehr reinliche Arbeiterfamilie, bestehend aus Vater Mutter und 3 Kindern, consumirt 40 Liter Wasser täglich.

Im Mittel darf angenommen werden, daß jeder Mensch täglich 2 Liter Wasser für seine innern und 18 Liter für seine äußern Bedürfnisse, im Ganzen somit 20 Liter bedarf.

Auf einem Schiffe (wo sehr sparsam mit Wasser umgegangen wird) beträgt der tägliche Wasserverbrauch 3 Liter per Mann und es kann somit der minimale Wasserverbrauch auf dem Lande nicht unter 5 Liter per Person angenommen werden.

Allgemein wird verbraucht:

30 Liter täglich von besser situirten Personen,
10 „ „ „ Schülern, Studenten und Militärs,
5 „ „ „ Arbeitern.

In neuerer Zeit, wo die Wassermotoren für Kleinindustrie große Verbreitung erlangt haben, muß der Wasserverbrauch für industrielle Zwecke ganz besonders berücksichtigt werden.

Ein einpferdiger Wassermotor consumirt circa 70 bis 80 Cubikmeter Wasser täglich bei der gewöhnlich vorhandenen Druckhöhe von 60—70 Meter.

2. Wasserverbrauch verschiedener Städte.

	Einwohner:	Liter täglich per Person:
Rom in der Gegenwart	175000	944
New-York	450000	410
Besançon	43500	246
Dijon	29800	240
Marseille	215200	186
Richemonde	20000	180
Bordeaux	140000	170
Genua	140000	120
Glasgow	330000	100
London	2500000	95
Paris	1729000	90
Manchester	360000	84
Brüssel	264000	80
Genf	40000	74
Philadelphia	250000	70
Edinburg	195000	55
Havre	65000	45
Metz	60000	25

In dem täglichen Wasserverbrauche von 90 Liter für Paris sind 55 Liter für öffentliche Zwecke inbegriffen, so daß auf jede Person täglich nur noch 35 Liter entfallen.

In London dagegen entfallen 80 Liter auf jede Person, nach Abzug von 15 Liter für öffentliche Zwecke.

3. **Preis des Wassers.** In Paris bezahlt man:

Täglicher Wasserverbrauch:	Preis per Jahres-Abonnement:
250 Liter	60 Frcs. für Quellwasser,
500 „	100 „ „ „
1000 „	60 „ „ gewöhnliches Flußwasser,
	120 „ „ Quellwasser.

Dieser Preis bleibt derselbe pro Cubikmeter bis zu einem täglichen Wasserverbrauche von 5000 Litern; von 5000—10000 Litern täglichem Consum beträgt der Preis nur noch 50 bis 100 Frcs. (letzteres für Quellwasser) und bei einem täglichen Consum von 10—20000 Litern vermindert der Preis sich auf 40 bis 80 Frcs.

Bei über 20 Cubikmeter täglichem Consum sinkt der Preis niemals unter 25 Frcs. pro Jahr per 1 Cubikmeter (täglich) für Flußwasser und 55 Frcs. pro Jahr per Cubikmeter täglich für Quellwasser.

Einzelne Wassermengen außer dem regelmäßigen Abonnement werden abgegeben zu:

150 Liter und weniger	0,10	Frcs.,
150—200 „	0,15	„
200—250 „	0,20	„
250—300 „	0,25	„

In Zürich, wo die städtische Wasserversorgung das Wasser zum Selbstkostenpreise hergiebt, kostet der Cubikmeter Wasser:

a) für den Hausgebrauch in kleinern Quantitäten . . 0,15 Frcs.,
b) „ außergewöhnlichen Privatgebrauch in größern Mengen 0,10 „
c) „ industrielle Gewerbe „ „ „ 0,75 „
d) zu öffentlichen Zwecken . . . . . 0,50 „
e) Zum Betriebe von Motoren für die Kleinindustrie wird bei der Bestimmung des Preises die Druckhöhe mit in Berücksichtigung gezogen und zwar in der Weise, daß 270 Meter-Tonnen brutto (eine Pferdekraft per Stunde) auf 0,50 Frcs. zu stehen kommt.

Der letztere Preis, bei welchem eine effective Pferdekraft täglich (in 10 Stunden) 8 bis 10 Frcs. kostet, ist schon so bedeutend, daß diese Betriebsweise nur für kleine mit Unterbrechungen arbeitende Maschinen vortheilhaft sein kann, als Ersetzung des Handbetriebes. Nichtsdestoweniger sind allein in der Stadt Zürich und Umgebung über 60 solcher

Motoren im Betriebe und nimmt deren Anzahl rasch zu. (Siehe auch § 190 a.) —

Der 2. Band dieses Werkes bringt genaue Constructions-Zeichnungen der bewährtesten Systeme solcher Wasser-Motoren, welche bei besonders guter Instandhaltung (bei Versuchen z. B.) bis gegen 80 % und bei gewöhnlichem Betriebe circa 70 % Nutzleistung gewähren. Siehe hierüber auch § 46 und die Figuren Tafel 10 und 11. —

§ 204 b.

Pumpen.

1. **Kolbengeschwindigkeit.** Diese soll bei gut ausgeführten Pumpen nicht über 0,25 bis 0,30 Meter per Secunde und bei weniger sorgfältig ausgeführten Pumpen nicht über 0,3 bis 0,35 Meter per Secunde betragen, so daß große doppelt wirkende Pumpen von über 30 Centimeter Kolbendurchmesser und 50 bis 60 Centimeter Hub nicht über 10 bis 15 Umdrehungen oder Doppelhube; kleinere Pumpen aber nicht über 20 bis 30 Umdrehungen oder Doppelhube per Minute machen sollen.

2. **Die Geschwindigkeit des Wassers in den Saug- und Steigröhren** soll nicht über 1 bis 1,2 Meter in einer Secunde betragen.

Bezeichnet v_2 die Geschwindigkeit des Wassers in diesen Röhren per Secunde und Q die per Secunde zu fördernde Wassermenge, so wird der Durchmesser d_2 der Saug- und Steigröhren:

$$d_2 = \sqrt{\frac{4\,Q}{\pi\, v_2}} \text{ und daher bei 1 Meter Geschwindigkeit: } d_2 = \sqrt{\frac{4\,Q}{\pi}}.$$

3. **Der Querschnitt der Ventile** soll gleich sein dem Querschnitt der Saug- und Druckröhren. Der Hub der Ventile muß immer in der Weise gewählt werden, daß der Querschnitt für den Durchfluß des Wassers nirgends kleiner ist als der Querschnitt des Ventils.

Beispiele: a) Eine einfachwirkende Pumpe soll per Secunde eine Wassermenge von 0,020 Cubikmeter oder 20 Liter fördern. Welche Dimensionen erhält sie?

Es wird nach § 43 der Querschnitt F des Pumpenkolbens:

$$F = \frac{2\,Q}{u \,.\, v} = 2{,}353\,\frac{Q}{v}.$$

Nimmt man nun eine mittlere Kolbengeschwindigkeit von $v = 0{,}30$ Meter an, so wird:

$$F = 2{,}353\,\frac{0{,}020}{0{,}30} = 0{,}156 \text{ Quadratmeter}$$

und daher der Kolbendurchmesser:

$$d = \sqrt{\frac{4F}{\pi}} = 1{,}1284\sqrt{F} = 1{,}1284\sqrt{0{,}156} = 0{,}45 \text{ Meter.}$$

Soll nun die Geschwindigkeit des Wassers in den Saug- und Druckröhren 1,2 Meter betragen, so wird der Durchmesser derselben, sowie derjenige der Ventile

$$d_2 = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v_2}} = \sqrt{\frac{4 \times 0{,}020}{3{,}14 \times 1{,}2}} = 0{,}14 \text{ Meter.}$$

Giebt man dieser Pumpe, wie es für diese Größe passend ist, einen Hub gleich dem doppelten Kolbendurchmesser $= 2 \times 0{,}45 = 0{,}9$ Meter, so beträgt der Kolbenweg eines doppelten Hubes (bei einer Umdrehung) 1,8 Meter und er braucht $\frac{1{,}8}{0{,}30} = 6$ Secunden zu einem solchen Doppelhube und somit hat diese Pumpe $= \frac{60}{6} = 10$ Doppelhube oder Umdrehungen in einer Minute zu machen.

b) Welches Wasserquantum vermag eine doppelt wirkende Pumpe von 0,30 Meter Kolbendurchmesser und 0,60 Meter Hub in einer Secunde zu fördern?

Es wird bei einer Kolbengeschwindigkeit von 0,28 Meter per Secunde das in derselben Zeit gelieferte Wasserquantum

$$Q = \frac{0{,}85\, F\, v}{0} = 0{,}85 \times 0{,}7854 \times 0{,}30^2 \times 0{,}28 = 0{,}0166 \text{ Cubikmeter.}$$

c) Welches sind die Dimensionen einer doppeltwirkenden Pumpe, welche per Minute 3 Cubikmeter Wasser fördern soll?

Die per Secunde zu liefernde Wassermenge ist $\frac{3}{60} = 0{,}05$ Cubikmeter und es wird bei einer Kolbengeschwindigkeit von 0,25 Meter per Secunde:

$$F = 1{,}1765\,\frac{Q}{v} = 1{,}1765\,\frac{0{,}05}{0{,}25} = 0{,}235 \text{ Quadratmeter.}$$

und

$$d = 1{,}1284\sqrt{F} = 1{,}1284\sqrt{0{,}235} = 0{,}54 \text{ Meter.}$$

Statt dessen würde man in Wirklichkeit passender eine 2cylindrige Pumpe von je 39 Centimeter Kolbendurchmesser wählen.

Darf das Wasser in den Saug- und Steigröhren nur 0,8 Meter Geschwindigkeit per Secunde erhalten, so wird der Durchmesser derselben

$$d_2 = \sqrt{\frac{4Q}{\pi \cdot v_2}} = \sqrt{\frac{4 \times 0{,}05}{\pi \times 0{,}8}} = 0{,}28 \text{ Meter.}$$

§ 205 a.

4. Betriebskraft der Pumpen. Nennt man h die Förderhöhe und Q die in einer Secunde zu liefernde Wassermenge, so ist die erforderliche effective Betriebskraft in Pferden:

a) für sehr vollkommene Pumpwerke:

$$N = \frac{\left(1+\frac{1}{10}\right) 1000\, Q\, (h+z)}{75},$$

b) für gut gearbeitete gewöhnliche Pumpen:

$$N = \frac{\left(1+\frac{2}{10}\right) 1000\, Q\, (h+z)}{75},$$

c) für weniger sorgfältig ausgeführte Pumpen:

$$N = \frac{\left(1+\frac{2{,}5}{10}\right) 1000\, Q\, (h+z)}{75},$$

wobei z die Widerstandshöhe oder die Höhe der Wassersäule bezeichnet, welche zur Ueberwindung der Reibung des Wassers in den Rohrleitungen erforderlich ist.

Der Werth von z muß nach den Regeln der §§ 166 und 167 berechnet werden.

Beispiel. Welche Kraft in Pferdestärken ist zum Betrieb einer Pumpe erforderlich, welche per Secunde 0,080 Cubikmeter Wasser auf 15 Meter Höhe fördern soll, wenn die Widerstandshöhe $z = 2$ Meter beträgt? Die Pumpe ist vorzüglich gearbeitet.

Es ist

$$N = \frac{\left(1+\frac{1}{10}\right) 1000\, Q\, (h+z)}{75} = \frac{\left(1+\frac{1}{10}\right) 1000 \times 0{,}08 \times (15+2)}{75}$$

$$= 20 \text{ Pferde.}$$

Diese Pumpe würde eine Kolbengeschwindigkeit von 0,27 Meter per Secunde erhalten und es würden die Dimensionen derselben, wenn man sie doppeltwirkend macht:

$$F = 1{,}1765 \frac{Q}{v} = 1{,}1765 \frac{0{,}080}{0{,}27} = 0{,}341 \text{ Quadratmeter}$$

$$d = 1{,}1284 \sqrt{F} = 1{,}1284 \sqrt{0{,}341} = 0{,}65 \text{ Meter,}$$

an dessen Stelle man passender zwei Cylinder wählen würde, welche zusammen denselben Querschnitt und daher einen Durchmesser von

47 Centimeter erhalten, und d_2 für 1 Meter Geschwindigkeit des Wassers in den Röhren:

$$d_2 = \sqrt{\frac{4\,Q}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0{,}080}{3{,}14}} = 0{,}316 \text{ Meter.}$$

§ 205 b.

Pumpen für Wasserversorgungen.

Zur Förderung des Wassers auf große Höhen von 40 bis 120 Meter bei städtischen Wasserversorgungen haben in neuester Zeit die Girard'schen zweicylindrigen Pumpen mit einem gemeinschaftlichen Kolben eine große Verbreitung erlangt und leisten dieselben allenthalben so gute Resultate, daß sie bei neuen Anlagen dieser Art ganz vorzugsweise berücksichtigt werden.

Die Figuren 248 bis 250 auf Tafel 34 stellen in $^1/_{20}$ der wirklichen Größe die Girardpumpe dar, deren mehrere am Wasserwerke der Stadt Zürich im Betriebe sind und sich in derselben Anordnung auch bei den Wasserversorgungen in Genf, Freiburg, Florenz und andern mehr in Anwendung befinden.

Die beiden Cylinder a und b, die Gradführung f und das Kurbellager g sind auf einer gemeinschaftlichen starken Fundamentrahme a festgeschraubt und es bilden die beiden Cylinder mit ihrem gemeinschaftlichen Plungerkolben c zusammen eine doppeltwirkende Pumpe.

Fig. 250 ist der verticale Querschnitt durch die beiden Cylinder-Enden mit dem Saug- und Druckventil.

o ist das Saugventil, p das Druckventil.

Das Saugrohr verzweigt sich nach seinem Austritte aus dem Saugwindkessel in zwei Leitungen, von welchen je eine zu dem Saugventilkasten k am Ende eines jeden Cylinders führt.

Die aus den beiden Druckventilkasten i ausgehenden Druckrohre vereinigen sich in das gemeinschaftliche Druckrohr, das in den Druckwindkessel einmündet.

Je größer die Förderhöhe des Wassers ist, um so größer soll das Volumen des Windkessels sein.

Die Ventile haben die Form einer nach abwärts gekehrten Schale und werden durch eine regulirbare Spiralfeder abwärts gedrückt, so daß sie beim Wechsel des Hubes sofort schließen, bevor ein Wasserstoß auf dieselben stattfindet. Die Ventile arbeiten daher sehr ruhig.

Dieselben sind mit Sohlleder gefüttert, das sich (entgegen dem Kautschuk) vorzüglich bewährt und nur eine alljährliche Auswechslung

erheischt. Die Stopfbüchsen des Plungerkolbens dagegen sind mit Hanf und Talg abgedichtet.

Die Pumpen haben 290 Millimeter Kolbendurchmesser bei 600 Millimeter Hub und machen 18 bis 20 Doppelhube per Minute.

Die Lieferung an Wasser beträgt bei 120 Meter Förderhöhe 80 bis 85 Procente des theoretischen (vom Kolben durchlaufenen) Volumens. Die Anordnung der Federn (Fig. 249) an den Ventilen hat sich nicht bewährt, wohl aber diejenige mit Spiralfeder nach Fig 250.

Diese Pumpen nach Girard's System sind übrigens nicht nur für eigentliche Wasserversorgungen allen andern Constructionen vorzuziehn, sondern es haben dieselben auch für den gewöhnlichen Gebrauch in industriellen Geschäften allgemeinen Anklang gefunden.

Für Förderhöhen bis zu 10 à 15 Metern darf eine Pumpe wie die vorliegende 26 bis 32 Doppelhübe (Umdrehungen) in einer Minute machen.

§ 206.

Schützen-Oeffnungen.

Beispiel 1. Welche Wassermenge fließt bei vollständiger Contraction durch eine Oeffnung von 2,5 Meter Breite, 0,30 Meter Höhe aus, wenn die Druckhöhe über dem obern Rande der Oeffnung 0,60 Meter beträgt?

Nach der Tabelle ist der Coefficient für diesen Fall = 0,602 und es ist daher

$$Q = 0{,}602\,L\,E\sqrt{2gH} = 0{,}602 \times 2{,}5 \times 0{,}30 \times \sqrt{2 \times 9{,}81 \times 0{,}75}$$
$$= 1{,}710 \text{ Cubikmeter per Secunde.}$$

Beispiel 2. Zur Vereinfachung der Bestimmung der Wassermenge, welche bei vollständiger Contraction durch eine verticale Oeffnung in dünner Wand bei verschiedenen Oeffnungs- und Druckhöhen ausfließt, ist die nachfolgende Tabelle bestimmt (§ 209).

Beispiel 3. Welche Wassermenge fließt durch eine verticale Oeffnung von 1,50 Meter Breite und 0,25 Meter Höhe aus, wenn die Druckhöhe 2,20 Meter beträgt und die Contraction vollständig ist?

Die Tabelle ergiebt die per 1 Meter Breite durchfließende Wassermenge in einer Secunde zu 987 Liter an und es ist daher

$$Q = 1{,}5 \times 987 = 1480{,}5 \text{ Liter per Secunde.}$$

Beispiel 4. Aus der gegebenen Wassermenge, Druckhöhe und Oeffnungshöhe läßt sich mit Hülfe der Tabelle leicht die erforderliche Breite der Ausflußöffnung bestimmen. Soll z. B. eine Wassermenge

von 300 Litern per Secunde durch eine Oeffnung von 0,08 Meter Höhe bei einer Druckhöhe über dem Mittelpunkt von 0,30 Meter abfließen, so ergiebt die Tabelle für diese Dimensionen ein Wasserquantum von 120 Liter per 1 Meter Oeffnungsbreite und es wird somit diese Breite $= \frac{300}{120} = 2{,}5$ Meter.

Beispiel 5. Ebenso läßt sich die erforderliche Höhe einer Oeffnung leicht aus den übrigen Daten mittelst der Tabelle bestimmen.

Soll z. B. ein Wasserquantum von 420 Litern per Secunde durch eine Oeffnung von 3,11 Meter Breite bei 0,30 Meter Druckhöhe abfließen, so wird die per 1 Meter Breite abfließende Wassermenge $= \frac{420}{3{,}11} = 135$ Liter per Sec. Diesem Wasserquantum entspricht bei einer Druckhöhe von 0,30 Meter laut der Tabelle eine Oeffnungshöhe von 9 Centimeter.

§ 207.

Bestimmung der Wassermenge bei Schützenöffnungen mit unvollständiger Contraction, in dünnen Wänden.

Findet bei diesen Oeffnungen der Ausfluß nicht mit vollständiger Contraction statt, sondern nur auf einer oder einigen der vier Seiten der Oeffnung, so hat man die Coefficienten, welche der vollständigen Contraction entsprechen, mit folgenden Zahlen zu multipliciren:

a) Rechtwinklige Oeffnungen:

Contraction auf 3 Seiten $= 1{,}035$,
" " 2 " $= 1{,}072$,
" " 1 " $= 1{,}125$.

b) Nichtrechtwinklige Oeffnungen.

Nennt man p die Länge des Umfangs der Ausflußöffnung, n die Länge desjenigen Theils des Umfangs, auf welchem keine Contraction stattfindet, so hat man den Coefficienten, welcher der vollständigen Contraction entspricht, mit folgendem Ausdruck zu multipliciren:

$$1 + 0{,}152 \frac{n}{p}.$$

Nach den Versuchen von Weißbach und Bidone ist nach Weißbach der obige Multiplicator auch für rechtwinklige Oeffnungen im Mittel gleich

$$1 + 0{,}155 \frac{n}{p}$$

zu setzen.

Beispiel 1. Welche Wassermenge fließt per Secunde durch eine Oeffnung von 25 Centimeter Höhe und 1,30 Meter Breite, wenn die Druckhöhe über dem Mittelpunkt 0,80 Meter beträgt und die Contraction nur auf drei Seiten stattfindet?

Für vollständige Contraction ergiebt die Tabelle per 1 Meter Oeffnungsbreite $Q = 598$ Liter.

Es würde also für diesen Fall $Q = 598 \times 1{,}30 = 777$ Liter per Secunde.

Dieser Werth ist, da nur auf drei Seiten Contraction stattfindet, mit 1,035 zu multipliciren und es wird somit die gesuchte Wassermenge $= 1{,}035 \times 777 = 804$ Liter per Secunde.

2. Würde dagegen nur auf einer Seite, d. h. oben, Contraction stattfinden, indem die Ausflußöffnung sowohl am Boden als zu beiden Seiten die Verlängerung der Canalwände bildet, so wäre der Multiplicator $= 1{,}125$ und somit die gesuchte Wassermenge $Q = 1{,}125 \times 777 = 874$ Liter per Secunde.

§ 208.

Wassermenge bei Schützenöffnungen, die nach einem Gerinne führen.

Aus den in § 66 u. f. aufgeführten Versuchsresultaten über die Wassermenge bei Schützen, die nach einem Gerinne führen, das dieselbe Breite mit der Ausflußöffnung hat, lassen sich folgende für die Praxis leicht handliche und übersichtliche Regeln ableiten:

1) Wenn die Schütze schief steht, hat man sich der in § 64 angeführten Regeln zu bedienen.

2) Wenn die Schütze vertical steht, hat die Anwesenheit eines Gerinnes keinen Einfluß auf die abfließende Wassermenge, so lange der Wasserstand über dem Mittelpunkt der Oeffnung nicht unter:
0,5—0,6 Meter ist für Oeffnungen von 0,15—0,20 Meter Höhe.
0,3—0,4 „ „ „ „ „ 0,10 „ „
0,2 „ „ „ „ „ 0,05 „ „

3) Wenn der Wasserstand unter die soeben angeführten Grenzen fällt (was aber selten eintritt), hat die Anwesenheit des Gerinnes Einfluß auf die abfließende Wassermenge und sind dann die Ausflußcoefficienten für verschiedene Oeffnungshöhen, Druckhöhen und Anordnungen der Schützen aus der folgenden Tabelle zu entnehmen.

§ 209.

Effective Durchflußmenge durch einen verticalen Schützenzug per 1 Meter Breite bei vollständiger Contraction.

Druckhöhe über dem Mittelpunkt der Oeffnung in Metern	Zugehörige Geschwindigkeit in Metern	Durchflußmenge in Litern per Secunde bei einer Höhe der Oeffnung von					
		4 Cm.	5 Cm.	6 Cm.	7 Cm.	8 Cm.	9 Cm.
0,10	1,400	36	44	53	61	69	78
0,15	1,715	44	54	65	73	83	94
0,20	1,981	50	62	75	86	98	109
0,25	2,215	57	70	82	96	110	124
0,30	2,426	61	76	91	106	120	135
0,35	2,620	66	82	98	114	130	146
0,40	2,802	71	88	107	122	139	156
0,45	2,972	75	93	111	130	148	165
0,50	3,131	79	98	117	136	155	174
0,55	3,285	83	103	123	143	163	183
0,60	3,403	86	107	128	148	170	191
0,65	3,600	90	112	135	157	177	200
0,70	3,705	93	116	139	161	184	208
0,75	3,836	96	120	143	167	190	215
0,80	3,961	99	124	148	172	196	220
0,90	4,208	105	131	157	183	207	236
1,00	4,430	110	138	165	192	219	246
1,10	4,645	116	145	175	201	229	257
1,20	4,852	121	151	181	210	240	267
1,30	5,050	126	157	187	218	249	279
1,40	5,241	130	162	194	226	258	289
1,50	5,425	134	168	201	233	266	300
1,60	5,603	138	173	207	241	275	309
1,70	5,775	142	177	213	248	283	318
1,80	5,943	146	182	218	255	290	326
1,90	6,105	150	187	224	261	298	335
2,00	6,264	154	191	229	267	305	343
2,10	6,419	157	196	235	274	312	351
2,20	6,570	161	201	241	280	320	359
2,30	6,718	165	205	248	286	327	368
2,40	6,862	168	210	251	293	334	375
2,50	7,003	172	214	257	299	341	382
2,60	7,143	175	218	262	305	348	391
2,70	7,279	178	223	267	311	355	398
2,80	7,412	182	227	271	316	361	405
2,90	7,542	185	231	276	323	367	413
3,00	7,672	188	235	281	327	374	420
3,25	7,985	193	242	290	338	385	433
3,50	8,288	201	246	301	350	400	450
3,75	8,577	208	251	311	363	414	465
4,00	8,859	215	268	321	374	427	481
h	v	4 Cm.	5 Cm.	6 Cm.	7 Cm.	8 Cm.	9 Cm.

Effective Durchflußmenge durch einen bei vollständiger

Druckhöhe über dem Mittelpunkt der Oeffnung in Metern	Ausflußmenge in Litern per Secunde bei einer Höhe der Oeffnung von						
	10 Cm.	11 Cm.	12 Cm.	13 Cm.	14 Cm.	15 Cm.	16 Cm.
0,10	86	94	102	110	119	126	134
0,15	105	115	125	135	145	155	165
0,20	122	133	145	157	168	179	190
0,25	136	149	162	175	188	201	214
0,30	149	164	178	192	206	220	234
0,35	162	177	192	208	223	238	253
0,40	173	189	206	222	238	255	271
0,45	183	201	219	236	253	271	288
0,50	193	212	230	249	267	285	304
0,55	203	222	242	261	280	299	318
0,60	212	230	251	272	292	312	330
0,65	221	240	262	284	304	325	350
0,70	228	249	272	294	316	338	360
0,75	236	259	282	304	327	350	372
0,80	246	267	291	314	338	361	385
0,90	259	284	309	334	359	384	409
1,00	272	299	326	352	379	405	432
1,10	285	314	341	368	396	424	452
1,20	298	327	356	385	414	443	472
1,30	310	340	371	401	431	461	491
1,40	321	353	384	416	446	467	509
1,50	332	365	397	429	462	493	526
1,60	342	376	409	443	476	509	542
1,70	352	387	422	456	491	524	559
1,80	362	398	434	469	504	539	574
1,90	371	408	444	480	516	552	588
2,00	380	418	455	492	530	566	603
2,10	389	428	466	504	542	580	617
2,20	398	438	477	517	555	594	633
2,30	408	448	488	527	567	606	646
2,40	416	457	498	538	579	620	660
2,50	424	466	507	549	590	631	673
2,60	438	476	518	561	603	645	687
2,70	442	486	529	573	616	660	702
2,80	450	495	539	584	628	673	716
2,90	458	503	548	592	637	683	726
3,00	466	511	557	602	648	693	739
3,25	481	530	578	624	672	720	768
3,50	500	550	599	647	697	747	797
3,75	517	568	619	671	722	773	825
4,00	533	587	640	693	745	799	852
h	10 Cm.	11 Cm.	12 Cm.	13 Cm.	14 Cm.	15 Cm.	16 Cm.

verticalen Schützenzug per 1 Meter Breite
Contraction.

Druckhöhe über dem Mittelpunkt der Oeffnung in Metern	Durchflußmenge in Litern per Secunde bei einer Höhe der Oeffnung von						
	17 Cm.	18 Cm.	19 Cm.	20 Cm.	21 Cm.	22 Cm.	23 Cm.
0,10	142	150	158	167	—	—	—
0,15	175	188	194	203	213	224	234
0,20	201	213	223	235	247	259	271
0,25	226	239	252	264	278	290	305
0,30	248	262	276	291	305	320	334
0,35	268	284	299	314	330	346	361
0,40	287	304	324	337	354	370	388
0,45	305	324	341	362	375	393	411
0,50	322	340	358	377	396	417	434
0,55	338	357	378	390	416	436	460
0,60	350	370	392	414	431	451	472
0,65	370	392	411	430	455	473	499
0,70	382	403	425	447	470	492	515
0,75	394	418	440	463	486	516	533
0,80	414	432	454	485	512	538	550
0,90	434	459	483	509	534	560	585
1,00	456	484	510	536	563	590	616
1,10	478	506	534	562	590	618	646
1,20	501	529	558	586	615	645	674
1,30	521	551	580	610	640	671	701
1,40	540	571	601	627	664	695	726
1,50	558	589	621	654	687	720	757
1,60	575	608	641	675	708	742	776
1,70	593	627	660	695	733	764	800
1,80	610	644	680	715	751	787	823
1,90	625	661	698	734	770	807	844
2,00	638	677	715	753	790	828	865
2,10	655	694	733	771	800	848	887
2,20	671	705	750	790	829	869	908
2,30	686	722	767	807	848	888	929
2,40	701	742	783	825	866	907	948
2,50	715	757	799	841	884	926	968
2,60	732	773	815	858	901	944	987
2,70	747	790	833	873	919	962	1006
2,80	760	804	847	890	934	979	1023
2,90	771	816	861	906	952	997	1042
3,00	784	830	876	922	968	1014	1060
3,25	816	864	912	960	998	1056	1104
3,50	847	896	946	996	1046	1096	1146
3,75	876	928	979	1031	1082	1134	1185
4,00	905	958	1011	1065	1118	1171	1223
h	17 Cm.	18 Cm.	19 Cm.	20 Cm.	21 Cm.	22 Cm.	23 Cm.

Effective Durchflußmenge durch einen bei vollständiger

Druckhöhe über dem Mittelpunkt der Oeffnung in Metern	Durchflußmenge in Litern per Secunde bei einer Höhe der Oeffnung von						
	24 Cm.	25 Cm.	26 Cm.	27 Cm.	28 Cm.	29 Cm.	30 Cm.
0,10	—	—	—	—	—	—	—
0,15	244	254	264	275	286	296	307
0,20	282	294	306	318	329	340	353
0,25	317	329	345	336	373	382	395
0,30	348	363	377	392	406	421	434
0,35	377	393	409	424	439	455	471
0,40	404	420	437	454	471	487	504
0,45	429	446	464	482	500	518	536
0,50	452	471	490	509	527	546	564
0,55	475	494	514	534	554	573	592
0,60	492	516	538	559	573	602	624
0,65	521	543	564	586	608	629	651
0,70	537	559	581	604	626	649	670
0,75	556	579	602	625	649	672	695
0,80	574	598	626	645	679	693	718
0,90	611	636	662	688	713	735	762
1,00	648	670	697	724	740	777	804
1,10	674	702	731	758	777	815	843
1,20	708	733	762	791	820	850	880
1,30	732	762	793	823	854	884	915
1,40	758	790	822	853	885	916	948
1,50	785	818	849	883	916	949	981
1,60	809	843	877	911	944	978	1010
1,70	833	871	904	939	975	1008	1043
1,80	859	895	930	966	1001	1037	1073
1,90	880	917	954	991	1027	1064	1100
2,00	903	941	978	1016	1054	1092	1129
2,10	926	964	1003	1042	1080	1118	1157
2,20	947	987	1026	1066	1105	1145	1184
2,30	969	1009	1050	1090	1130	1170	1211
2,40	989	1031	1072	1113	1154	1196	1237
2,50	1010	1052	1094	1136	1172	1220	1262
2,60	1030	1070	1116	1159	1202	1244	1287
2,70	1049	1094	1137	1181	1224	1269	1312
2,80	1068	1113	1157	1202	1246	1291	1336
2,90	1088	1133	1178	1223	1268	1314	1359
3,00	1106	1152	1198	1245	1291	1337	1383
3,25	1152	1200	1248	1296	1344	1392	1440
3,50	1195	1245	1295	1345	1395	1444	1494
3,75	1237	1289	1340	1392	1442	1494	1546
4,00	1278	1331	1384	1437	1491	1544	1597
h	24 Cm.	25 Cm.	26 Cm.	27 Cm.	28 Cm.	29 Cm.	30 Cm.

verticalen Schützenzug per 1 Meter Breite

Contraction.

Druckhöhe über dem Mittelpunkt der Oeffnung in Metern	Durchflußmenge in Litern per Secunde bei einer Höhe der Oeffnung von						
	31 Cm.	32 Cm.	33 Cm.	34 Cm.	35 Cm.	36 Cm.	37 Cm.
0,10	—	—	—	—	—	—	—
0,15	—	—	—	—	—	—	—
0,20	364	376	388	400	415	424	436
0,25	408	422	434	447	460	473	483
0,30	449	463	477	491	507	520	534
0,35	486	503	518	535	548	564	580
0,40	521	533	555	572	588	605	622
0,45	554	572	588	606	624	642	660
0,50	583	602	622	640	659	677	696
0,55	613	633	651	672	692	712	732
0,60	635	655	676	696	717	737	758
0,65	672	694	716	738	760	780	803
0,70	694	715	737	759	782	804	826
0,75	718	741	758	788	811	834	863
0,80	741	765	789	813	837	861	885
0,90	787	813	839	864	889	915	940
1,00	831	857	884	911	938	965	981
1,10	874	899	927	955	983	1012	1040
1,20	909	939	969	998	1027	1057	1086
1,30	945	976	1007	1037	1067	1098	1128
1,40	980	1011	1043	1074	1103	1138	1169
1,50	1014	1047	1079	1112	1145	1178	1210
1,60	1046	1079	1113	1147	1180	1214	1248
1,70	1078	1112	1147	1182	1217	1251	1286
1,80	1109	1144	1180	1216	1252	1288	1324
1,90	1137	1174	1211	1247	1284	1321	1357
2,00	1167	1205	1242	1279	1317	1355	1392
2,10	1196	1234	1273	1312	1350	1389	1427
2,20	1224	1263	1303	1342	1382	1421	1461
2,30	1251	1293	1332	1373	1414	1453	1494
2,40	1278	1320	1361	1402	1443	1485	1526
2,50	1305	1366	1389	1431	1473	1515	1557
2,60	1331	1374	1417	1460	1502	1545	1588
2,70	1356	1400	1444	1487	1531	1575	1619
2,80	1381	1425	1470	1514	1559	1604	1648
2,90	1405	1450	1495	1541	1586	1632	1677
3,00	1429	1475	1521	1568	1614	1660	1706
3,25	1488	1556	1584	1632	1679	1728	1776
3,50	1544	1594	1644	1693	1743	1793	1843
3,75	1597	1649	1701	1753	1805	1857	1909
4,00	1650	1703	1756	1810	1863	1916	1969
h	31 Cm.	32 Cm.	33 Cm.	34 Cm.	35 Cm.	36 Cm.	37 Cm.

Effective Durchflußmenge durch einen bei vollständiger

Druckhöhe über dem Mittelpunkt der Oeffnung in Metern	Durchflußmenge in Litern per Secunde bei einer Höhe der Oeffnung von						
	38 Cm.	39 Cm.	40 Cm.	41 Cm.	42 Cm.	43 Cm.	44 Cm.
0,10	—	—	—	—	—	—	—
0,15	—	—	—	—	—	—	—
0,20	450	462	484	—	—	—	—
0,25	499	513	527	541	552	566	580
0,30	549	564	577	591	606	620	635
0,35	595	610	626	641	657	673	696
0,40	638	653	671	688	705	722	737
0,45	677	695	712	731	749	766	785
0,50	715	734	753	772	790	809	828
0,55	751	771	791	811	831	851	871
0,60	778	798	819	840	860	881	901
0,65	824	846	867	881	901	932	953
0,70	849	872	494	915	938	961	983
0,75	880	904	925	948	971	995	1017
0,80	909	933	957	981	1005	1028	1053
0,90	965	991	1017	1042	1067	1093	1118
1,00	1018	1045	1070	1097	1124	1151	1174
1,10	1068	1096	1124	1152	1180	1208	1236
1,20	1115	1145	1174	1203	1233	1262	1291
1,30	1159	1189	1220	1250	1281	1311	1342
1,40	1201	1232	1266	1298	1329	1361	1393
1,50	1243	1276	1308	1341	1374	1407	1439
1,60	1283	1315	1351	1384	1419	1453	1486
1,70	1321	1356	1391	1425	1460	1495	1529
1,80	1359	1395	1431	1467	1503	1538	1574
1,90	1394	1431	1468	1504	1541	1577	1614
2,00	1430	1468	1506	1543	1581	1618	1656
2,10	1465	1504	1543	1582	1620	1659	1697
2,20	1500	1540	1579	1619	1658	1698	1737
2,30	1534	1574	1615	1655	1696	1736	1776
2,40	1567	1608	1650	1690	1732	1773	1814
2,50	1599	1641	1683	1725	1768	1809	1851
2,60	1631	1674	1717	1760	1803	1845	1881
2,70	1662	1706	1750	1794	1837	1881	1924
2,80	1692	1737	1782	1826	1871	1915	1960
2,90	1722	1767	1813	1858	1904	1949	1994
3,00	1752	1798	1844	1890	1936	1982	2029
3,25	1824	1872	1919	1967	2015	2063	2111
3,50	1893	1943	1992	2042	2092	2142	2192
3,75	1958	2010	2062	2114	2166	2218	2270
4,00	2023	2066	2129	2182	2236	2289	2343
h	38 Cm.	39 Cm.	40 Cm.	41 Cm.	42 Cm.	43 Cm.	44 Cm.

verticalen Schützenzug per 1 Meter Breite Contraction.

Druckhöhe über dem Mittelpunkt der Oeffnung in Metern	Durchflußmenge in Litern per Secunde bei einer Höhe der Oeffnung von						
	45 Cm.	46 Cm.	47 Cm.	48 Cm.	49 Cm.	50 Cm.	51 Cm.
0,10	—	—	—	—	—	—	—
0,15	—	—	—	—	—	—	—
0,20	—	—	—	—	—	—	—
0,25	592	605	619	634	648	661	—
0,30	649	663	677	691	706	719	633
0,35	703	718	734	749	764	773	789
0,40	754	771	787	804	820	836	853
0,45	802	820	838	856	874	898	910
0,50	847	866	825	903	922	940	958
0,55	888	908	928	948	967	988	1013
0,60	920	941	961	982	1002	1023	1043
0,65	975	997	1018	1040	1062	1084	1105
0,70	1005	1028	1050	1072	1095	1115	1137
0,75	1041	1064	1087	1110	1133	1156	1179
0,80	1076	1100	1124	1148	1172	1194	1218
0,90	1144	1169	1194	1220	1245	1271	1296
1,00	1204	1231	1257	1284	1311	1337	1364
1,10	1265	1293	1321	1348	1377	1405	1433
1,20	1321	1350	1380	1409	1438	1468	1497
1,30	1372	1403	1433	1463	1494	1525	1555
1,40	1424	1456	1488	1519	1551	1583	1614
1,50	1472	1505	1537	1570	1603	1635	1668
1,60	1520	1554	1588	1622	1656	1690	1724
1,70	1564	1599	1634	1669	1703	1741	1776
1,80	1609	1636	1681	1716	1753	1789	1824
1,90	1650	1688	1718	1761	1797	1834	1871
2,00	1694	1731	1769	1807	1845	1882	1920
2,10	1736	1774	1812	1852	1890	1928	1967
2,20	1776	1816	1856	1895	1935	1974	2014
2,30	1817	1857	1898	1938	1978	2018	2059
2,40	1856	1897	1938	1979	2021	2062	2103
2,50	1894	1936	1978	2020	2062	2104	2147
2,60	1932	1975	2017	2051	2103	2146	2189
2,70	1969	2011	2056	2100	2143	2187	2231
2,80	2004	2049	2093	2138	2182	2227	2272
2,90	2040	2085	2130	2176	2221	2266	2312
3,00	2075	2121	2167	2213	2339	2305	2351
3,25	2159	2207	2255	2303	2351	2399	2447
3,50	2241	2291	2341	2391	2440	2490	2540
3,75	2320	2370	2423	2474	2525	2577	2629
4,00	2394	2449	2504	2559	2614	2669	2724
h	45 Cm.	46 Cm.	47 Cm.	48 Cm.	49 Cm.	50 Cm.	51 Cm.

Es ist zu dieser Tabelle noch zu bemerken, daß bei der Anordnung c der kleinere Absatz zwischen Oeffnung und Canalwand nur 0,02 Meter betragen hat. Bei der Anordnung e haben beide Absätze ebenfalls 0,02 Meter. Alle übrigen Absätze haben größere Dimensionen.

§ 210.

Graphische Darstellung der Wassermenge aus Schützenöffnungen.

Die Diagramme Fig. 164 und 166 Tafel 17 stellen die theoretische Ausflußmenge rechtwinkliger Oeffnungen dar, für Druckhöhen H von 0 bis 4 Meter und für Oeffnungshöhen h von 1 bis 50 Centimeter, bei einer constanten Breite von 1 Meter.

Das erste Diagramm ist für Oeffnungshöhen von 1 bis 10 Centimeter, das zweite für solche von 10 bis 50 Centimeter Höhe. Die Druckhöhe ist über dem Mittelpunkt der Oeffnung gerechnet.

Die Höhe h der Oeffnungen ist dabei durch Verticale ausgedrückt, welche auf der untern Horizontalen AB in ungleichen Distanzen errichtet sind. Die vom Punkte B aus gezogenen schiefen Linien stellen die Druckhöhen über dem Mittelpunkt dar.

Die Ausflußmenge in Litern wird durch eine Parabel AE bestimmt und kann auf der obern Horizontalen CD abgelesen werden.

Die Parabel AE hat ihren Scheitel in A; die Achse liegt in der Linie AC und um dieselbe zu finden, hat man nur einen einzigen Punkt derselben zu bestimmen, indem man für eine bestimmte Druckhöhe die durchfließende Wassermenge ausrechnet und an der eingetheilten Linie CD die entsprechende Ziffer sucht, von dieser Stelle vertical abwärts fährt, bis man sich in der Höhe der entsprechenden Oeffnung befindet und diesen Punkt als Punkt der Parabel festsetzt und sodann geometrisch den Rest der Curve zeichnet.

Die Diagramme können, wenn sie in etwas größerem Maßstabe mit genauer Eintheilung aufgezeichnet sind, zur raschen Lösung aller Fragen bezüglich des Ausflusses aus rechtwinkligen Oeffnungen verwendet werden.

Beispiele. 1. Welches ist die Durchflußmenge durch eine rechtwinklige Oeffnung (in dünner Wand) von 25 Centimeter Höhe und 2,40 Meter Druckhöhe über dem Mittelpunkt?

Man sucht in der zweiten Figur den Durchschnittspunkt a der Verticalen, welche auf dem Punkte 25 der Horizontalen AB errichtet wird, mit der schiefen Bb, welche von B nach dem Punkte 2,4 der Senkrechten AC gezogen ist.

Von dem Durchschnittspunkte a geht man horizontal so lange fort, bis die Linie a c die Parabel schneidet. Der Punkt d auf der Linie C D, senkrecht über dem Durchschnittspunkt c der Parabel mit der Horizontalen a c giebt die per Secunde abfließende Wassermenge auf 1 Meter Breite der Oeffnung zu 1720 Liter an. Diese theoretische Ausflußmenge hat man nur noch mit dem entsprechenden Coefficienten zu multipliciren.

2. Welches Wasserquantum fließt durch eine Oeffnung von 6 Centimeter Höhe und 0,20 Meter Breite bei einer Druckhöhe über dem Mittelpunkte von 3 Meter, wenn auf zwei Seiten Contraction stattfindet?

Man zieht von dem Durchschnittspunkte a^1 der auf der Ziffer 0,6 errichteten Verticalen mit der Schiefen B 3 eine Horizontale $a^1 c^1$, bis dieselbe die Parabel A E bei c^1 schneidet. Die Senkrechte auf diesem Punkte giebt bei d^1 der Horizontalen C D die theoretische Ausflußmenge zu 460 Liter per 1 Meter Breite der Oeffnung an.

Der Contractionscoefficient ist für vollständige Contraction $m = 0{,}604$, dagegen nach § 207 für Contraction auf zwei Seiten

$$m^1 = 1{,}072\, m = 1{,}072 \times 0{,}604 = 0{,}647$$

und es wird somit bei 0,20 Meter Breite der Oeffnung die wirklich ausfließende Wassermenge

$$Q = 0{,}20 \times 0{,}647 \times 460 = 59{,}34 \text{ Liter per Secunde.}$$

3. Will man mit Hülfe der Diagramme aus einer gegebenen Wassermenge und einer vorhandenen oder durch locale Verhältnisse bestimmten Druckhöhe die erforderliche Oeffnungshöhe suchen, so sucht man auf der Linie C D zunächst die gegebene Wassermenge auf, geht an der betreffenden Stelle vertical herunter bis auf die Parabel und zieht an dieser Stelle eine Horizontale. Wo diese Horizontale die schiefe Linie (von B aus gegen die Druckhöhe gezogen) schneidet, geht man vertical abwärts und erhält sogleich auf der Linie A B die gesuchte Oeffnungshöhe.

4. Hat man aber aus der Wassermenge und den gegebenen Oeffnungshöhen die entsprechende Druckhöhe zu suchen, so sucht man zunächst wieder die der Wassermenge entsprechende Ziffer auf der Linie C D auf, errichtet eine Verticale nach abwärts, wo diese die Parabel schneidet. An diesem Durchschnittspunkte zieht man eine Horizontale und durch den Durchschnittspunkt dieser Horizontalen mit der auf der Oeffnungshöhe errichteten Verticalen zieht man von B aus eine schiefe Linie. Wo diese die Senkrechte A C schneidet, kann man die gesuchte Druckhöhe ablesen.

Ein in großem Maßstabe aufgezeichnetes Diagramm leistet zur raschen und müheloſen Lösung aller auf die theoretiſche Ausflußmenge des Waſſers bezüglichen Fragen vorzügliche Dienſte und iſt für Jeden, der viel mit ſolchen Fragen zu thun hat, ein unentbehrliches, alle Rechnungsfehler vermeidendes Hülfsmittel.

§ 211.

Schützenöffnungen in nicht dünnen Wänden.

Ueberall, wo es ſich um die Beſtimmung der Ausflußmenge aus Schützenöffnungen handelt, die nicht in dünnen Wänden angebracht ſind, oder überhaupt nicht unter die oben betrachteten Anordnungen gehören, hat man die entſprechenden Ausfluß-Coefficienten im erſten Theil des Werkes in den §§ 59 und folgenden aufzuſuchen.

Der übrige Theil der Berechnung der ausfließenden Waſſermenge bleibt ſich genau gleich, wie in den bisher betrachteten Beiſpielen, und würde eine Wiederholung ſolcher ohne weitern Nutzen ſein.

§ 211 a.

Geneigte oder ſchiefſtehende Schützen.

1. Eine Schützenöffnung von 3,6 Meter Breite und 0,20 Meter Höhe ſteht bei einer Druckhöhe von 2,4 Meter um 60° gegen den Horizont geneigt und es findet weder am Boden noch an den Seiten Contraction ſtatt. Welches iſt die per Secunde durchfließende Waſſermenge?

Nach § 64 iſt für dieſen Fall

$$k = 1 - 0{,}0043\, a^0 = 1 - 0{,}0043 \times 60 = 0{,}74$$

und es wird daher die Ausflußmenge per Secunde:

$$Q = 0{,}74\, L\, E \sqrt{2\, g\, H} = 0{,}74 \times 3{,}6 \times 0{,}20 \sqrt{2 \times 9{,}81 \times 2{,}4}$$
$$= 3{,}644 \text{ Cubikmeter.}$$

2. Ein um 45° gegen den Horizont geneigter Schützen hat eine Oeffnung von 1,2 Meter Breite, 0,30 Meter Höhe und eine Druckhöhe einerſeits von 3,6 Meter, anderſeits von 1,7 Meter, da er von beiden Seiten unter Waſſer iſt. Welche Waſſermenge fließt per Secunde durch denſelben ab?

Nach § 64 wird

$$k = 1 - 0{,}0043\, a^0 = 1 - 0{,}0043 \times 45 = 0{,}81$$

und es wird nun nach § 53

$$Q = 0{,}81\,L\,E\sqrt{2\,g\,(H - H_1)} = 0{,}81 \times 1{,}2 \times 0{,}30\sqrt{19{,}6 \times (3{,}6 - 1{,}7)}$$
$$= 1{,}778 \text{ Cubikmeter.}$$

3. Wäre im obigen Beispiel die Neigung des Schützens nur 30° (was freilich nicht leicht vorkommen dürfte), so wäre

$$k = 1 - 0{,}0043 \times 30 = 0{,}87$$

und

$$Q = \frac{0{,}87}{0{,}81} \times 1{,}778 = 1{,}898 \text{ Cubikmeter per Secunde.}$$

§ 212.

Geschwindigkeits-Coefficient, Ausfluß-Coefficient, Contractions-Coefficient und Widerstands-Coefficient.

Es ist bis jetzt (in den vorhergehenden Abschnitten) kein Unterschied zwischen dem Ausfluß-Coefficienten und dem Contractions-Coefficienten gemacht worden, d. h. es ist als Contractions-Coefficient immer diejenige Zahl angenommen worden, mit welcher das Product der theoretischen Ausflußgeschwindigkeit mit dem Querschnitt der Oeffnung noch multiplicirt werden muß, um die wirklich ausfließende Wassermenge zu erhalten.

Diese Zahl ist also der eigentliche Ausfluß-Coefficient.

Diese Verminderung der ausfließenden Wassermenge wird nun aber bei genauer Betrachtung der Sache nicht allein durch die Contraction verursacht, sondern es wird ein Theil dieser Verminderung durch die Reibung des Wassers an den Kanten der Mündung bewirkt, indem diese Reibung die Geschwindigkeit $\sqrt{2\,g\,h}$ des durch den zusammengezogenen Strahl ausfließenden Wassers etwas verkleinert.

Die Zahl, mit welcher die theoretische Geschwindigkeit multiplicirt werden muß, um die wirkliche Durchflußgeschwindigkeit durch den contrahirten Strahl zu erhalten, heißt man den Geschwindigkeits-Coefficienten, welcher also wohl von dem Contractions-Coefficienten zu unterscheiden ist.

Bei Oeffnungen in dünner Wand, sowie bei stark convergenten Ansatzröhren von geringer Länge (2—3fache Länge des Durchmessers) ist der Geschwindigkeits-Coefficient sehr groß und zwar = 0,97, die Verminderung der Geschwindigkeit also sehr unbedeutend.

Die Praxis hat nun in den meisten Fällen nicht mit einem einzelnen dieser beiden Coefficienten zu thun, sondern immer mit dem

Producte beider, nämlich mit dem eigentlichen Ausfluß-Coefficienten.

Der Ausfluß-Coefficient x ist also. gleich dem Producte des Contractions-Coefficienten k mit dem Geschwindigkeits-Coefficienten u, d. h. es ist

$$x = k \times u \quad \text{und somit} \quad k = \frac{x}{u}.$$

In der Tabelle des § 75 sind die Werthe der Ausfluß-Coefficienten x und diejenigen der Geschwindigkeits-Coefficienten u aufgeführt und es stimmt der Werth von u für die Oeffnung in dünner Wand mit demjenigen einer sehr stark conisch convergenten Ansatzröhre ($\angle$ 48°) überein; denn es ist derselbe nach den Versuchen von Weißbach = 0,97; die Geschwindigkeit, mit welcher das Wasser durch den zusammengezogenen Strahl hindurchfließt,

$$v_1 = 0{,}97 \sqrt{2gh}.$$

Der eigentliche Contractions-Coefficient, d. h. der Betrag, um welchen der Strahl wirklich zusammengezogen wird, läßt sich nun mit Hülfe des obigen Ausdruckes leicht berechnen.

Da die Praxis immer mit dem Ausfluß-Coefficienten zu thun hat und dieser mit dem Contractions-Coefficienten bei Oeffnungen in dünnen Wänden, bei Schützenöffnungen, Ueberfällen u. dergl. sehr nahe zusammenfällt, so ist im ganzen Verlaufe dieses Werkes unter dem Contractions-Coefficienten immer der

eigentliche Ausfluß-Coefficient,

also das Product des Contractions- und des Geschwindigkeits-Coefficienten verstanden, um die betreffenden Formeln nicht noch complicirter zu machen, als sie ohnehin schon sind.

Da wo die Unterscheidung der Coefficienten nothwendig ist, wie z. B. in § 213 a, wird an betreffender Stelle schon darauf aufmerksam gemacht.

Für cylindrische Ansatzröhren fallen die Werthe der beiden Coefficienten x und u zusammen, wobei aber wohl zu berücksichtigen ist, daß die Werthe dieser Coefficienten für den cylindrischen Querschnitt des Rohres am äußern Ende desselben (an der Ausflußstelle) gelten, während im hintern Theile des Rohres, da wo der Wasserstrahl noch zusammengezogen ist, der Ausfluß-Coefficient denselben Werth besitzt, der Geschwindigkeits-Coefficient dagegen viel größer, und zwar = 0,97 ist, weil das Wasser durch den contrahirten Strahlquerschnitt mit der Geschwindigkeit $0{,}97 \sqrt{2gh}$ hindurchfließt, welche Geschwindigkeit sich aber

in Folge der Erweiterung des Strahlquerschnittes im hintern Rohrtheile auf $0{,}82\sqrt{2gh}$ vermindert.

Wie der Geschwindigkeits-Coefficient oder (da bei cylindrischen Ansatzröhren beide gleich groß sind) der Ausfluß-Coefficient eines kurzen cylindrischen Ansatzrohres (an der Ausflußstelle) aus dem Ausfluß-Coefficienten für eine gleich große Oeffnung in dünner Wand berechnet werden kann, ist in § 70 nachgewiesen.

Wohl zu beachten ist noch, daß unter einem cylindrischen Ansatzrohre immer ein solches Rohr verstanden ist, dessen hinteres Ende Fig. 50 Tafel 3 nicht erweitert oder nicht nach der Form des contrahirten Strahles abgerundet, sondern einfach gerade abgeschnitten ist, so daß das Wasser mit vollständiger Contraction in das Rohr eintritt.

Bei einem cylindrischen Ansatzrohre, Fig. 125 Tafel 14, dessen hinteres Ende nach der Form des contrahirten Strahles erweitert oder abgerundet ist, wird der Ausfluß-Coefficient ebenfalls gleich dem Geschwindigkeits-Coefficienten, es haben aber alsdann beide den Werth 0,95 bis 0,97 und selbst bis 0,98, wenn die Flächen inwendig glatt und polirt sind.

Dieß Alles gilt natürlich nur für kurze Ansatzröhren, denn bei längern Röhren (über das Drei- bis Fünffache des Durchmessers) wird der Widerstand der Reibung größer, wie wir bei den eigentlichen Rohrleitungen näher finden werden.

Diejenige Druckhöhe, welche zur Ueberwindung der Reibungswiderstände in einer Rohrleitung irgend welcher Form und Größe erforderlich ist, welche also von der ganzen vorhandenen Druckhöhe abgerechnet werden muß (verloren ist), heißt man die Widerstandshöhe und diejenige Zahl, mit welcher die ganze vorhandene Druckhöhe (Gefälle) multiplicirt werden muß, um den Druckhöhenverlust oder die Widerstandshöhe zu erhalten, heißt man den Widerstands-Coefficienten.

Die nützliche Druckhöhe oder Geschwindigkeitshöhe ist diejenige Druckhöhe $h = \frac{v^2}{2g}$, welche die wirklich vorhandene Ausflußgeschwindigkeit v erzeugt und zu welcher die Widerstandshöhe oder der Gefällsverlust hinzugerechnet werden muß, um die totale vorhandene Druckhöhe (Gefälle) zu erhalten.

Eine vorhandene totale Druckhöhe h_1 erzeugt in einer Rohrleitung oder auch beim Ausfluß des Wassers durch eine Oeffnung eine Ausflußgeschwindigkeit v, welche kleiner ist als $\sqrt{2gh_1}$, weil ein Theil der Druckhöhe h_1 zur Ueberwindung der Reibung absorbirt wird. Nennt man

diesen absorbirten Theil der Druckhöhe = z, so ist z die Widerstandshöhe, und die Ausflußgeschwindigkeit v ist

$$v = \sqrt{2g(h_1 - z)} = \sqrt{2gh}.$$

und

$$h_1 - z = h.$$

$$\frac{v^2}{2g} = h; \qquad \frac{v^2}{2g} = h_1 - z; \qquad z = h_1 - \frac{v^2}{2g}.$$

§ 212 a.

Druckhöhen- oder Gefälls-Verlust beim Ausfluß aus Oeffnungen in dünner Wand und aus cylindrischen Ansatzröhren.

Es ist bereits in § 70 nachgewiesen worden, daß beim Ausflusse des Wassers aus cylindrischen Ansatzröhren ein Verlust an lebendiger Kraft stattfindet, welcher dort bestimmt und zur Berechnung der Ausflußgeschwindigkeit benützt worden ist.

Es mag an dieser Stelle noch der Verlust an mechanischer Arbeit näher betrachtet werden, welchen eine Wassermasse erleidet, wenn sie bei demselben Gefälle h das eine Mal aus einer Oeffnung in dünner Wand und das andere Mal aus einem kurzen cylindrischen Ansatzrohre ausfließt.

Bei der Oeffnung in dünner Wand ist die Ausflußgeschwindigkeit

$$= 0{,}975\sqrt{2gh},$$

bei dem cylindrischen Ansatzrohre dieselbe

$$= 0{,}82\sqrt{2gh}.$$

Es verhalten sich daher die Geschwindigkeiten: 1) theoretisch, 2) in dünner Wand, 3) aus cylindrischem Ansatzrohre wie

$$1 : 0{,}975 : 0{,}82$$

und da die lebendigen Kräfte den Quadraten der Geschwindigkeit proportional sind, so verhalten sich die Leistungen der Wassermasse in den obigen drei Fällen wie

$$1^2 : 0{,}975^2 : 0{,}82^2$$

oder wie

$$1 : 0{,}9506 : 0{,}672.$$

Die Verluste an mechanischer Arbeit verhalten sich ferner wie

$$0 : 0{,}049 : 0{,}328.$$

Man ersieht daraus, daß der Verlust beim Ausfluß aus dünner Wand nur 5 Procente, dagegen derjenige bei einem cylindrischen Ansatzrohre volle 33 Procente der theoretischen Leistung beträgt, und daß man

daher in den Zuleitungen des Wassers zu hydraulischen Motoren nicht genug darauf bedacht sein kann, alle geraden cylindrischen Wasserfassungen oder Einläufe zu vermeiden.

Beim cylindrischen Ansatzrohre hat man nur das hintere Ende conisch zu erweitern und der Form des contrahirten Strahles entsprechend abzurunden, damit der Geschwindigkeits-Coefficient auf 0,975 vergrößert und der Verlust an mechanischer Arbeit durch den Ausfluß auf 5 Prozente vermindert wird.

Drückt man (wie dieß in Weißbach's Ingenieur-Mechanik, 1875, Seite 1003, geschehn) den Verlust an lebendiger Kraft im Verhältniß zur wirklichen Kraftleistung aus, so verhalten sich die oben erwähnten Verluste wie

$$0 : \frac{0{,}049}{0{,}95} : \frac{0{,}328}{0{,}672},$$

oder wie

$$0 : 0{,}052 : 0{,}50,$$

sind also scheinbar noch größer als oben angeführt.

Um den Widerstands-Coefficienten für die obigen Verhältnisse zu bestimmen, hat man zu bedenken, daß die Druckhöhen sich ebenfalls wie die Quadrate der Ausflußgeschwindigkeiten verhalten, daß also die oben aufgefundenen Werthe für den Verlust an Arbeit

0 0,049 und 0,328

gleichzeitig die Werthe der betreffenden Widerstands-Coefficienten sind.

§ 213.

Cylindrische Ansatzröhren.

1. Welches ist der Coefficient der Ausflußgeschwindigkeit für eine Oeffnung von 0,09 Meter Durchmesser und kreisförmigem Querschnitte mit einem Ansatzrohre von der zwei- bis dreifachen Länge des Durchmessers?

Bei kreisförmigen Oeffnungen in dünner Wand ist im Mittel der Ausfluß-Coefficient $k = 0{,}62$.

Der Coefficient für die Geschwindigkeit wird daher nach § 70

$$k_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{1}{0{,}62} - 1\right)^2}} = \frac{1}{1{,}25} = 0{,}80,$$

was mit der Angabe des § 72 sehr gut übereinstimmt.

Es wird also die ausfließende Wassermenge durch dieses Ansatzrohr bei 6 Meter Druckhöhe über dem Mittelpunkt der Oeffnung =

$$0{,}80 \times 0{,}7854 \times 0{,}09^2 \sqrt{19{,}61 \times 6} = 0{,}055 \text{ Cubikmeter per Sec.}$$

2. Wie groß wird der Ausfluß-Coefficient bei einer rechtwinkligen Oeffnung von 0,25 Meter Höhe, 1,4 Meter Breite und 2,5 Meter Druckhöhe über dem obern Rand, wenn die Oeffnung mit einem 3 Meter langen Ansatzrohr vom Querschnitt der Oeffnung versehen ist?

Welche Wassermenge fließt durch diese Oeffnung?

Dieser Druckhöhe und Oeffnungshöhe entspricht nach § 55 für vollständige Contraction beim Ausfluß in dünner Wand der Coefficient $k = 0{,}601$ und es wird daher nach § 70 die ausfließende Wassermenge per Secunde:

$$Q = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{1}{k} - 1\right)^2}} A \sqrt{2gH} =$$

$$= \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{1}{0{,}601} - 1\right)^2}} \times 0{,}25 \times 1{,}4 \sqrt{19{,}61 \times 2{,}625} =$$

$$= 2{,}083 \text{ Cubikmeter.}$$

3. Welches Wasserquantum fließt durch das cylindrische Ansatzrohr einer Oeffnung von 0,06 Meter Diam. bei einer Druckhöhe über dem Centrum von 3,4 Meter, wenn das Ansatzrohr 20mal so lang als der Durchmesser der Oeffnung ist?

Nach § 72 ist für diesen Fall der Coefficient $k = 0{,}73$ und es wird daher

$$Q = 0{,}73 \times 0{,}7854 \times 0{,}06^2 \sqrt{19{,}61 \times 3{,}4} = 0{,}0163 \text{ Cubikm. per Sec.}$$

4. Wie groß wird der Ausfluß-Coefficient k, wenn die Länge eines cylindrischen Ansatzrohres 80mal so groß ist als der Durchmesser des Rohres?

Nach § 72 wird

$$k_1 = 0{,}82 - 0{,}0038\,(n - 2) = 0{,}82 - 0{,}0038\,(80 - 2) = 0{,}524.$$

§ 213 a.

Wirkliche Steighöhe der springenden Wasserstrahlen.

Die Steighöhe eines springenden Wasserstrahles ist in Wirklichkeit immer kleiner als $h = \frac{v^2}{2g}$ und zwar einerseits wegen der Reibungs-

widerständen, als auch besonders in Folge des Widerstandes, welchen die Luft dem aufsteigenden Strahle entgegensetzt. Es ist

1) Die Verminderung der Steighöhe größer bei großen Steighöhen als bei den weniger hoch steigenden Strahlen, und ferner
2) Die Verminderung der Steighöhe ist größer bei Strahlen von geringer Dicke als bei Strahlen von bedeutender Stärke.
3) Der Coefficient, mit welchem die theoretische Steighöhe multiplicirt werden muß, ist daher von dem Product aus dem Querschnitt des Strahles in die Steighöhe abhängig und müssen immer beide dieser Factoren berücksichtigt werden, wenn man die wirkliche Steighöhe bestimmen will.

Mariotte hat über die Steighöhe springender Strahlen Versuche angestellt und hat gefunden, daß bei Mündungen von 10 bis 15 Millimeter Durchmesser in dünner Wand und für Druckhöhen von 1,600 bis 14 Meter folgendes Verhältniß zwischen der theoretischen Steighöhe h und der wirklichen Sprunghöhe s herrscht:

$$h = s + \frac{s^2}{300} \text{ Pariser Fuß.}$$

oder

$$\frac{h}{s} = 1 + \frac{s}{300} = 1 + 0{,}0033\,s.$$

Weißbach hat ebenfalls zahlreiche Versuche über diesen Gegenstand angestellt und folgende Verhältnisse zwischen h und s abgeleitet, welche für Druckhöhen von 1 bis 24 Meter gültig sind.

a) für kreisförmige Oeffnungen von 10 Millimeter Durchmesser in dünner Wand:

$$\frac{h}{s} = 1 + 0{,}01157\,h + 0{,}0005818\,h^2 \text{ (in Metern),}$$

b) für kreisförmige Oeffnungen von 14 Millimeter Durchmesser in dünner Wand:

$$\frac{h}{s} = 1 + 0{,}00778\,h + 0{,}000603\,h^2,$$

c) für kurze conische Ansatzstücke von 10 Millimeter äußerer lichter Weite mit einwärts abgerundeten Kanten (Form des contrahirten Strahles):

$$\frac{h}{s} = 1{,}0272 + 0{,}000476\,h + 0{,}000956\,h^2,$$

d) für ein längeres conisches Mundstück von 10 Millimeter Weite, 145 Millimeter Länge (30 Millimeter Weite am hintern gut abgerundeten Ende nach der Form des contrahirten Strahles):

$$\frac{h}{s} = 1{,}0453 + 0{,}000373\,h + 0{,}000859\,h^2.$$

Bei der Wahl der Form eines Mundstückes, mit welchem eine möglichst große Steighöhe des springenden Strahles erzielt werden soll, hat man den Contractions-Coefficienten vom Geschwindigkeits-Coefficienten wohl zu unterscheiden, denn es ist für den vorliegenden Zweck nur die Größe des letztern Coefficienten allein maßgebend.

Nichtsdestoweniger findet man in der Praxis keine so stark conischen Mundstücke, für welche nach § 75 der Geschwindigkeits-Coefficient wesentlich größer ist, als bei schwach conischen Ansatzröhren.

Man hat nämlich die Beobachtung gemacht, daß die Strahlen aus innen abgerundeten cylindrischen oder schwach conischen Ansatzstücken von mäßiger Länge bei großen Höhen ebenso hoch steigen, als aus den stärker conischen Mundstücken.

Es rührt dieß ohne Zweifel davon her, daß die nicht contrahirten Strahlen parallel austretende Wasserfäden geben, welche einen dicht beisammen bleibenden glatten Wasserstrahl bilden, der von der Luft weniger aufgehalten wird, als ein contrahirter Strahl.

Contrahirte Strahlen haben bei großer Geschwindigkeit Anlage zu transversalen Schwingungen (§ 51 d), zur Bildung von Knoten und Querschnittsveränderungen, welche beim Aufsteigen durch die Luft mehr Widerstand finden, als glatte Strahlen.

Für Strahlen von $^1/_4$ bis 3 Meter Steighöhe bleibt die letztere sehr nahe gleich der Druckhöhe $\sqrt{2gh}$, vorausgesetzt nämlich, daß der Strahl aus einer Oeffnung in dünner Wand ausfließt und der Wasserstrahl nicht auf sich selbst zurückfällt.

Für solche ist nämlich der Ausfluß-Coefficient nur 0,82, der Geschwindigkeits-Coefficient dagegen nahe 0,93, so daß hier die Steighöhe bei Vernachlässigung des Luftwiderstandes nach § 74

$$H_1 = k_1{}^2 H = 0{,}97 \times 0{,}97\,H = 0{,}94\,H$$

ausfällt.

Bei einem cylindrischen Ansatzrohre von der zwei- bis dreifachen Länge des Durchmessers, wie sie gewöhnlich in solchen Fällen Anwendung finden, ist der Ausfluß-Coefficient ebenfalls = 0,82, also gleich groß wie derjenige beim Ausfluß aus einer Oeffnung in dünner Wand; der Geschwindigkeits-Coefficient ist aber beim cylindrischen Ansatzrohr ebenfalls

$$h_1 = 0{,}82,$$

also wesentlich kleiner als bei der Oeffnung in dünner Wand, so daß die Steighöhe beim cylindrischen Ansatzrohre nur

$$H_1 = 0{,}82^2\, H = 0{,}67\, H$$

ausfällt, wobei noch der Luftwiderstand unberücksichtigt ist.

Für Steighöhen von $^1/_4$ bis 5 Meter kann der Luftwiderstand, (welcher dem Quadrate der Ausflußgeschwindigkeit proportional ist), gänzlich vernachlässigt werden, und ist auch bei großen Druckhöhen bis zu 25 Metern insoferne zu vernachlässigen, als ein Theil des Strahles immer sehr nahe die theoretische Steighöhe $H_1 = k_1{}^2 H$ erreicht.

Die etwas geneigten Strahlen zertheilen sich bei sehr großen Steighöhen bis zu 30 à 50 Meter in ihrem obern Verlaufe immer in eine große Anzahl einzelner Strahlen, von welchen die obersten auf Kosten der untern oft sogar noch etwas höher steigen als $k_1{}^2 H$, während dagegen die untersten Strahlen um einen ganzen vierten Theil unter dieser Höhe verbleiben, so daß es äußerst schwierig ist, eine *mittlere* Steighöhe anzugeben.

Unter Steighöhe versteht man daher immer diejenige der am höchsten steigenden Strahlen und kann sodann den Luftwiderstand vollständig vernachlässigen.

Es kann befremden, daß die obersten Wasserstrahlen öfter noch etwas höher steigen, als der Ausflußgeschwindigkeit v aus der Oeffnung entspricht, also höher als $\frac{v_1{}^2}{2g}$, wenn v_1 die wirkliche Ausflußgeschwindigkeit aus der Oeffnung bezeichnet.

Wenn man einen ausfließenden Strahl untersucht, so wird man bald finden, daß nicht alle Theile desselben Strahlquerschnittes dieselbe Geschwindigkeit besitzen, daß es Theile oder Wasserfäden giebt, welche sich rascher in dem Strahle bewegen, während andere Fäden dagegen mehr zurückbleiben.

Die Geschwindigkeit einzelner Strahltheile wird auf Unkosten anderer durch innere Vorgänge vermehrt, die sich nicht beobachten lassen, aber jedenfalls Aehnlichkeit mit der Entstehung der Wellen von doppelter Höhe bei Begegnung zweier Wellenberge haben.

Die Geschwindigkeits-Vermehrung findet hier innerhalb eines Systemes zusammenhängender Körper statt und schließt daher durchaus keinen Widerspruch in sich ein, wie man auch leicht beobachten kann, daß beim Herabfallen eines Wassertropfens in ein Gefäß mit Wasser kleine Tropfen oft höher aufspritzen, als die Fallhöhe des ersten (das Aufspritzen verursachenden) Tropfens beträgt.

Es muß hier noch besonders erwähnt werden, daß unter der Druckhöhe H diejenige Druckhöhe verstanden ist, welche der Ausflußgeschwindigkeit des Wassers an der engsten Stelle des Strahles entspricht, also diejenige Druckhöhe, welche nach Abzug der Reibungswiderstände bis zur Oeffnung übrig bleibt.

Wenn das Zuleitungsrohr im Verhältniß zur Mündung einen großen Querschnitt hat, die Geschwindigkeit des Wassers in demselben also klein ist (nicht über 1 bis $1\frac{1}{2}$ Meter beträgt), so fallen die Reibungswiderstände klein aus und können für Zuleitungen von nicht über 30 Meter Länge vernachlässigt werden; in jedem andern Falle müssen diese Widerstände und der entsprechende Druckhöhenverlust berechnet werden.

Für lange cylindrische Ansatzrohre wird der Geschwindigkeits-Coefficient gleich dem Ausfluß-Coefficienten, was die Berechnungen insoferne erleichtert, als kein Unterschied zwischen beiden gemacht zu werden braucht. Je länger das Ansatzrohr ist, um so kleiner werden beide Coefficienten, und giebt die Tabelle § 72 die Werthe derselben an.

Bei sehr großer Länge verschwindet der Begriff des Ansatzrohres; es bildet dasselbe eine eigentliche Rohrleitung und müssen die Reibungsverluste alsdann nach den Regeln für die Rohrleitungen berechnet werden.

1. Wie hoch springt ein Wasserstrahl durch ein cylindrisches verticales Ansatzrohr von der zwei- bis dreifachen Länge des Durchmessers, wenn die Druckhöhe 20 Meter beträgt?

Nach § 72 ist hier der Ausfluß-Coefficient ein Maximum oder $= 0{,}82$ und es wird somit nach § 74 die Steighöhe

$$H_1 = k_1{}^2 (H) = 0{,}82^2 \times 20 = 13{,}4 \text{ Meter},$$

wobei die hydraulischen Widerstände in der Zuleitung vernachlässigt sind.

2. Ist dagegen das Ansatzrohr 10mal so lang, als der Durchmesser beträgt, so wird

$$k_1 = 0{,}77 \quad \text{und} \quad H_1 = 0{,}77^2 \times 20 = 11{,}8 \text{ Meter}.$$

3. Welche Druckhöhe muß ein Wasserstrahl erhalten, welcher durch ein kurzes cylindrisches Ansatzrohr 10,0 Meter hoch steigen soll?

Es wird

$$H = \frac{H_1}{k_1{}^2} = \frac{10{,}0}{0{,}82^2} = \frac{10}{0{,}67} = 16{,}4 \text{ Meter}.$$

§ 214.

Conisch convergirende Ansatzröhren.

1. Welches Wasserquantum fließt durch ein kurzes conisch verengtes Ansatzrohr, wenn die Druckhöhe 5,6 Meter und der Convergenz-

winkel der Rohrwände 50° beträgt, der Durchmeſſer der engſten Oeffnung aber 0,035 Meter beträgt?

Nach § 75 iſt der Coefficient für den Ausfluß in dieſem Falle

$$= 0{,}844$$

und $$Q = 0{,}844 \times 0{,}035^2 \times 0{,}7854 \sqrt{19{,}61 \times 5{,}6}$$

$$= 0{,}0088 \text{ Cubikmeter per Secunde}$$

2. Wie hoch ſteigt der Waſſerſtrahl im obigen Falle, wenn das Anſatzrohr ſchief ſteht?

Nach § 75 iſt der Coefficient für die Ausflußgeſchwindigkeit (nicht zu verwechſeln mit dem für die Ausflußmenge) $k_1 = 0{,}985$ und es wird die Steighöhe nach § 74

$$H_1 = 0{,}985^2 \times 5{,}6 = 5{,}37 \text{ Meter.}$$

3. Es folgt daraus, daß zur Erzielung relativ großer Steighöhen wenigſtens bei mäßigen Druckhöhen nie cylindriſche, ſondern immer coniſch convergirende Anſatzröhren zu wählen ſind, weil bei letztern die Ausflußgeſchwindigkeit größer iſt. Die beſte Form für Mundſtücke zu möglichſt hoch ſteigenden Waſſerſtrahlen iſt das ſtark convergente Anſatzrohr, Fig. 191 Tafel 21, deſſen vorderſtes Ende eine Strecke weit gerade cylindriſch ausläuft und deſſen hinteres Ende der Form des contrahirten Strahles entſprechend abgerundet iſt.

Die letztere Form ergiebt den möglichſt größten Geſchwindigkeits- und Ausfluß-Coefficienten 0,98 und die cylindriſch parallele Form des äußern Endes bewirkt einen parallelen Austritt der Waſſerfäden des Strahles, was nach dem obigen wegen der geringern Widerſtandsfläche beim Aufſteigen durch die Luft vortheilhaft iſt, indem ein größerer Theil des Strahles die größte Steighöhe erreicht.

Eine genaue Prüfung der Tabelle § 75 zeigt ferner, daß zwar zu Erzielung einer möglichſt großen Ausflußmenge ein Convergenzwinkel von 12 bis 14° der vortheilhafteſte iſt, daß dagegen zur Erzielung möglichſt großer Steighöhen größere Convergenzgrade noch vortheilhafter ſind, weil bei den letztern der Geſchwindigkeits-Coefficient größer iſt.

§ 215.

Weitere Beobachtungen über coniſche Anſatzröhren.

Außer den im § 75 angeführten Verſuchen über coniſch convergirende Anſatzröhren ſind in neuerer Zeit Beobachtungen über große pyramidale Anſatzröhren gemacht worden, welche ein noch günſtigeres Reſultat für den Coefficienten des Ausfluſſes ergeben haben. Im ſüdlichen Frankreich ſind ſeit alten Zeiten horizontale Mühlräder, Fig. 83 Tafel 7,

in Anwendung, welchen das Wasser oft durch hölzerne pyramidale Röhren zugeführt wird. Der Ingenieur Lespinasse untersuchte ein solches Rohr und fand, daß die Länge 9′ 4″; die Längen und Breiten der Oeffnung an den Enden hatten 27,9 × 37,3 und 5,2 × 7,2″. Der Convergenzwinkel beträgt daher 11½ und 15½°. Die Druckhöhe war 9′ 4″ und es ergab sich bei drei Beobachtungen der Ausfluß-Coefficient zu

0,987; 0,976; 0,979.

Es verdient der Erwähnung, daß die rohe Praxis des Mühlenbaues dem obigen nach zu schließen schon vor langer Zeit auf den vortheilhaftesten Convergenzwinkel von circa 12 bis 14° geführt worden ist.

§ 216.

Conisch divergirende Ansatzröhren.

Die Vermehrung der Ausflußmenge durch conisch auseinandergehende Ansatzröhren nach § 75b findet in der Praxis wenig Anwendung (siehe unter den allgemeinen hydraulischen Aufgaben, Wassersaugapparate) und es sind auch keine einläßlichern dießbezüglichen Versuche angestellt worden, aus denen die Ausfluß-Coefficienten für die verschiedenen Verhältnisse entnommen werden könnten. Ein um 5° 6′ divergirendes Ansatzrohr von der neunfachen Länge des kleinsten Durchmessers ergab den Ausfluß-Coefficienten bis zu 1,5 für die engste Stelle des Ansatzrohres.

Es könnte dieses als Widerspruch gegen die dynamischen Gesetze der Bewegung erscheinen, daß die Geschwindigkeit im engsten Theile des Rohres bis zum 1½fachen der Geschwindigkeit steigen soll, welche der Druckhöhe entspricht, doch ist dieses nicht der Fall, wie man bei einläßlicher Betrachtung der Sache findet. Dieser Widerspruch wäre vorhanden, wenn das Wasser frei ausströmen würde.

In der Röhre eingeschlossen bildet dagegen der Wasserstrahl ein zusammengehöriges System von Körpern, dessen ganze lebendige Kraft durch diese große Geschwindigkeit eines Theiles nicht vergrößert, vielmehr vermindert wird, wenn man den äußern weitern Theil des Ansatzrohres betrachtet, welches die eigentliche Ausflußöffnung ist.

Als Beispiel kann man leicht beobachten, daß beim Herunterfallen einer Wassermasse von einiger Höhe auf eine starre Unterlage oder auch in Wasser einzelne Wassertheilchen bedeutend höher aufspritzen, als das Wasser heruntergefallen ist, während die totale lebendige Kraft der ganzen wiederaufsprudelnden Wassermasse nicht entfernt derjenigen der fallenden Wassermasse gleichkommt.

§ 217.

Wassermenge bei Ueberfällen.

Nach dem Vorhergehenden ist der Ausfluß-Coefficient k der Formel $Q = k B h \sqrt{2 g h}$ bei vollständigen Ueberfällen abhängig von der Druckhöhe, von dem Verhältniß der Breite von Ueberfall und Canal, außerdem aber auch noch abhängig von der Wassertiefe des Canales unmittelbar vor dem Ueberfall, von der Geschwindigkeit des zufließenden Wassers, also von dem Verhältnisse der Querschnitte der Wasserkörper von Ueberfall und Canal; dann ferner abhängig von der Form der Ueberfallkante.

Der Coefficient k wächst, wenn die Druckhöhe abnimmt; er nimmt ab, wenn $\frac{B}{b}$ kleiner wird, weil die Wasserfäden ihre grade Richtung um so mehr verändern müssen, um von den Seitenwänden des Canales zum Austritt zu gelangen, je kleiner die Ueberfallbreite B im Verhältniß zur Breite b des Canales ist.

Was den Einfluß des Unterwassers anbelangt, so hat Francis bei seinen über diesen Gegenstand angestellten Versuchen gefunden, daß das Unterwasser ohne Einfluß auf die durch den Ueberfall fließende Wassermenge ist, so lange seine Höhe nicht mehr als bis zu 3 Zoll = 75 Millimeter unter der Kante des Ueberfalles steigt.

§ 218.

Braschmann's Formel für vollständige Ueberfälle.

In neuerer Zeit hat Herr Professor Braschmann aus Moscau eine Formel zur Bestimmung der Wassermenge bei vollständigen Ueberfällen aufgestellt, welche bei Ueberfällen in dünner Wand oder solchen mit stromabwärts abgeschrägter Kante gute Uebereinstimmung mit den Thatsachen zeigt, da sie für Druckhöhen über 100 Millimeter genaue Werthe liefert, dagegen bei Druckhöhen unter 100 Millimeter im Mittel um nur zwei Procente differirt, und selbst bei ganz kleinen Druckhöhen von 30 Millimeter Werthe liefert, die nicht um mehr als einige Procente von der Wirklichkeit abweichen.

Die Braschmann'sche Formel berücksichtigt wie die Weißbach'sche, § 90, sowohl die verschiedenen Druckhöhen als den Einfluß des Breitenverhältnisses von Ueberfall und Canal und enthält an der Stelle des Coefficienten k den Werth

$$k = a + \beta \frac{B}{b} + d \cdot \frac{1}{h},$$

wobei a und β zwei Constanten sind und h wie gewöhnlich die Druckhöhe oder den Abstand des Wasserspiegels (vertical gemessen) über der Kante des Ueberfalles bezeichnet.

Die Formel für die abfließende Wassermenge lautet:

$$Q = \left(a + \beta \frac{B}{b} + d \frac{1}{h}\right) B h \sqrt{2gh}$$

oder auch:

$$Q_1 = \left(a + \beta \frac{B}{b} + d \frac{1}{h}\right) b h^{\frac{3}{2}} \sqrt{2g},$$

wobei der Werth der Constanten

$$\left.\begin{aligned} a &= 0{,}3838 \\ \beta &= 0{,}3086 \end{aligned}\right\} \text{ für jedes Maßsystem ist,}$$

während dagegen der Werth von d für verschiedene Maßsysteme folgender ist:

d für Metermaß . . . 0,00053,
d „ Preußisches Maß 0,001686,
d „ Schweizer-Maß . 0,001766,
d „ Englisches Maß . 0,001614.

Die nachfolgende Tabelle enthält für Metermaß den Werth des Ausdruckes oder Coefficienten $k_2 = \left(a + \beta \frac{B}{b} + d \frac{1}{h}\right) \sqrt{2g}$, so daß die Wassermenge Q dann sehr leicht durch den einfachen Ausdruck

$$Q = k_2 B \sqrt{h^3}$$

berechnet werden kann.

Werth von $\frac{B}{b}$	Werth des Ausdruckes $k_2 = \left(a + \beta \frac{B}{b} + d \frac{1}{h}\right) \sqrt{2g}$ bei einer Druckhöhe von:							
	0,030 M.	0,050 M.	0,10 M.	0,20 M.	0,30 M.	0,40 M.	0,50 M.	0,60 M.
0,1	1,7969	1,7640	1,7410	1,7295	1,7256	1,7233	1,7220	1,7216
0,4	1,8478	1,8150	1,7920	1,7805	1,7765	1,7741	1,7729	1,7725
0,6	1,8823	1,8496	1,8260	1,8146	1,8106	1,8083	1,8070	1,8066
0,8	1,9165	1,8836	1,8602	1,8486	1,8452	1,8425	1,8411	1,8407
1,0	1,9505	1,9178	1,8943	1,8828	1,8787	1,8765	1,8752	1,8748

Ueberfälle mit scharfen Kanten, stromabwärts abgeschrägt.

§ 219.

Das Messen der Druckhöhe eines Ueberfalles.

Die Bestimmung des Abstandes (in verticaler Richtung gemessen) des Oberwasserspiegels über der Kante des Ueberfalles (Krone des Wehres) darf nicht mit der Vermessung der Strahldicke verwechselt werden, da der Wasserspiegel sich gegen den Ueberfall zu wesentlich senkt, dieser Abstand also wesentlich größer ist, als die Dicke des Wasserstrahles über der Kante des Ueberfalles.

Dieser Abstand muß daher immer in einiger Entfernung vom Ueberfall (circa 2 bis 3 Meter) bestimmt werden, d. h. man hat den Verticalabstand des Oberwasserspiegels in 2 bis 3 Meter Abstand von der Kante über dieser Kante zu messen, wenn man die wirkliche Druckhöhe erhalten will.

Am einfachsten geschieht diese Messung mittelst einer Setzlatte mit Wasserwaage oder aber mit dem Nivellir-Instrument, wenn man ein solches zur Hand hat.

Beim Messen mit der Setzlatte wird dieselbe in einiger Entfernung vom Wehre in der Höhe des Oberwasserspiegels am Ufer eingelegt, nöthigenfalls an einen in den Bach gestellten Stab gebunden, die Wasserwaage daraufgelegt und nun die Latte mit dem vordern Ende über der Ueberfallkante so lange auf- und abbewegt, bis die horizontale Lage erreicht ist, d. h. die Wasserwaage einspielt. Nun kann die Druckhöhe leicht mit dem Zollstabe abgemessen werden.

Eine weitere sehr bequeme und in vielen Fällen recht gut brauchbare Methode, die Druckhöhe h zu messen, besteht darin, daß man ein dünnwandiges Glasrohr a, das unten rechtwinklig umgebogen ist und eine Oeffnung von nur $1^1/_2$ bis 2 Millimeter hat (während die Weite des übrigen Rohres 6 bis 7 Millimeter beträgt), vor die Kante des Ueberfalles stellt. Das Wasser steigt in der Röhre nicht nur bis zu der Strahldicke i, sondern vermöge der Geschwindigkeit des Wassers genau bis zur Druckhöhe h, so daß man dieselbe leicht direct mit dem Maßstabe messen kann.

Die Oeffnung b des Glasrohres darf indessen nicht zu tief unter der Kante des Ueberfalles befindlich sein und es wird das Glasrohr am besten an ein hölzernes Gestelle befestigt, wie bei dem Pitot'schen Geschwindigkeitsmesser (§ 116), welcher im Principe ganz auf dieselbe Weise wirkt.

Das Messen der Druckhöhe eines Ueberfalles soll mit großer Vorsicht geschehn, wenn man eine genaue Bestimmung der Wassermenge beabsichtigt.

Die Bestimmung der Druckhöhe durch Ableitung aus der gemessenen Strahldicke nach § 96 ist nur für annähernde Bestimmungen zu empfehlen.

§ 220.

Wassermenge bei Ueberfällen mit verschiedener Druckhöhe

per einen Meter Breite derselben.

Druckhöhe über der Schwelle in Centimetern	Geschwindigkeit, welche dieser Druckhöhe entspricht, in Metern	Wassermenge in 1 Secunde in Litern		Druckhöhe über der Schwelle in Centimetern	Geschwindigkeit, welche dieser Druckhöhe entspricht, in Metern	Wassermenge in 1 Secunde in Litern	
		1. Fall	2. Fall			1. Fall	2. Fall
3,0	0,768	10	10	19,0	1,931	143	154
3,5	0,829	12	12	19,5	1,956	149	160
4,0	0,885	15	15	20,0	1,981	154	166
4,5	0,940	17	18	20,5	2,006	160	173
5,0	0,990	20	21	21,0	2,030	166	179
5,5	1,039	23	24	21,5	2,054	171	185
6,0	1,085	26	27	22,0	2,078	176	192
6,5	1,130	29	31	22,5	2,101	182	199
7,0	1,171	32	34	23,0	2,124	188	205
7,5	1,212	36	38	23,5	2,148	194	212
8,0	1,252	40	42	24,0	2,170	202	219
8,5	1,291	43	46	24,5	2,193	207	226
9,0	1,330	47	50	25,0	2,215	212	233
9,5	1,365	51	54	25,5	2,237	220	240
10,0	1,400	56	59	26,0	2,259	226	247
10,5	1,435	60	63	26,5	2,280	232	254
11,0	1,470	64	68	27,0	2,302	239	261
11,5	1,502	68	73	27,5	2,323	245	268
12,0	1,534	72	77	28,0	2,344	253	276
12,5	1,567	77	82	28,5	2,365	259	283
13,0	1,598	82	87	29,0	2,385	266	290
13,5	1,628	86	92	29,5	2,405	273	298
14,0	1,658	92	98	30,0	2,426	280	306
14,5	1,688	97	103	30,5	2,446	287	313
15,0	1,716	101	108	31,0	2,464	293	321
15,5	1,744	107	114	31,5	2,484	301	329
16,0	1,772	111	119	32,0	2,505	309	337
16,5	1,800	117	125	32,5	2,525	315	341
17,0	1,826	121	130	33,0	2,545	323	353
17,5	1,852	127	136	33,5	2,564	330	361
18,0	1,879	132	142	34,0	2,583	338	369
18,5	1,905	138	148	34,5	2,601	345	377

Druckhöhe über der Schwelle in Centimetern	Geschwindigkeit, welche dieser Druckhöhe entspricht, in Metern	Wassermenge in 1 Secunde in Litern		Druckhöhe über der Schwelle in Centimetern	Geschwindigkeit, welche dieser Druckhöhe entspricht, in Metern	Wassermenge in 1 Secunde in Litern	
		1. Fall	2. Fall			1. Fall	2. Fall
35,0	2,620	353	385	55,5	3,300	704	769
35,5	2,638	360	393	56,0	3,315	713	779
36,0	2,657	368	402	56,5	3,330	724	790
36,5	2,676	375	410	57,0	3,334	733	800
37,0	2,694	382	419	57,5	3,359	743	811
37,5	2,712	392	428	58,0	3,374	753	822
38,0	2,730	399	436	58,5	3,388	762	832
38,5	2,748	408	445	59,0	3,402	771	842
39,0	2,766	415	453	59,5	3,416	781	853
39,5	2,784	423	462	60,0	3,430	791	864
40,0	2,802	431	471	60,5	3,445	801	875
40,5	2,819	439	479	61,0	3,460	811	886
41,0	2,836	447	488	61,5	3,474	821	896
41,5	2,854	455	497	62,0	3,488	831	907
42,0	2,871	463	506	62,5	3,502	841	918
42,5	2,888	472	515	63,0	3,516	851	929
43,0	2,905	481	525	63,5	3,530	861	940
43,5	2,921	488	533	64,0	3,544	871	951
44,0	2,938	497	543	64,5	3,558	882	963
44,5	2,955	506	552	65,0	3,571	892	974
45,0	2,972	514	561	65,5	3,585	902	985
45,5	2,989	523	571	66,0	3,599	912	996
46,0	3,005	531	581	66,5	3,613	922	1007
46,5	3,020	540	590	67,0	3,626	932	1018
47,0	3,036	549	599	67,5	3,639	943	1030
47,5	3,052	558	609	68,0	3,652	954	1042
48,0	3,069	567	619	68,5	3,666	965	1054
48,5	3,085	576	629	69,0	3,680	976	1066
49,0	3,100	584	638	69,5	3,693	987	1078
49,5	3,116	593	648	70,0	3,706	998	1090
50,0	3,132	603	658	70,5	3,719	1008	1101
50,5	3,148	612	668	71,0	3,732	1019	1113
51,0	3,163	621	678	71,5	3,745	1030	1125
51,5	3,178	630	688	72,0	3,759	1041	1137
52,0	3,194	639	698	72,5	3,772	1052	1149
52,5	3,210	648	708	73,0	3,785	1063	1161
53,0	3,225	658	718	73,5	3,798	1073	1172
53,5	3,240	667	728	74,0	3,810	1084	1184
54,0	3,255	676	738	74,5	3,823	1095	1196
54,5	3,270	685	748	75,0	3,836	1106	1208
55,0	3,285	694	758	75,5	3,849	1117	1221

§ 221.

Beispiele über die Berechnung der Wassermenge bei Ueberfällen.

A. Handelt es sich um eine für die gewöhnliche Praxis genügende, bis auf $^1/_{30}$ annähernde Bestimmung der Wassermenge, welche durch

einen gegebenen Ueberfall fließt, so kann dieselbe mit Hülfe der vorstehenden Tabelle leicht und rasch bestimmt werden, welche die Wassermenge in Litern angiebt, die bei einer gegebenen Druckhöhe über einen Ueberfall per 1 Meter seiner Breite abfließt, und zwar in den beiden Fällen, daß:

1. Fall: der Ueberfall wesentlich schmäler ist als der Zuflußcanal,
2. Fall: Canal und Ueberfall ungefähr gleiche Breite haben.

Es ist dabei vorausgesetzt, daß der Ueberfall vollständig sei, kein Gerinne habe und die Tiefe des Canales nicht viel größer sei, als diejenige des Ueberfalles (oder als die Druckhöhe h).

Beispiele. 1. Welche Wassermenge fließt durch einen Ueberfall von 3,39 Meter Breite bei einer Druckhöhe von 68,5 Centimetern, wenn Canal und Ueberfall gleich breit sind?

Es ist nach der Tabelle für die gegebene Druckhöhe im zweiten Falle die per 1 Meter Breite abfließende Wassermenge = 1054 Liter per Secunde, also die gesuchte Wassermenge

$$Q = 1054 \times 3{,}39 = 3573 \text{ Liter} = 3{,}573 \text{ Cubikmeter per Secunde.}$$

2. Ist dagegen der Canal wesentlich breiter als der Ueberfall, so giebt die Tabelle den Werth von Q zu 965 Liter per 1 Meter Breite an und es wird somit

$$Q = 965 \times 3{,}39 = 3271 \text{ Liter} = 3{,}271 \text{ Cubikmeter per Secunde.}$$

3. Welche Breite muß ein Ueberfallwehr erhalten, wenn bei einer durch die Localverhältnisse bestimmten Druckhöhe von 55 Centimetern ein Wasserquantum von 4,78 Cubikmetern abfließen soll?

Die Tabelle ergiebt zunächst unter Annahme des ersten Falles per 1 Meter Breite Q = 694 Liter. Es wird daher die gesuchte Breite B

$$B = \frac{4780}{694} = 6{,}88 \text{ Meter.}$$

Wäre die gefundene Breite nun nicht kleiner als diejenige des Canales, so hat man die Rechnung zu wiederholen, indem man den Werth 758 (dem zweiten Fall entsprechend) zu Grunde legt.

4. Welche Druckhöhe muß ein Ueberfall erhalten, wenn bei einer Breite von 3,4 Meter eine Wassermenge von 2,68 Cubikmeter per Secunde abfließen soll?

Man dividirt zunächst die Wassermenge per Secunde durch die Breite des Ueberfalls, also $\frac{2680}{3{,}4} = 788$ Liter. Diese Wassermenge muß also per 1 Meter Breite durch den Ueberfall fließen. Jenachdem

nun die Localverhältnisse dem ersten oder zweiten Fall entsprechen, sucht man den Werth 788 in der dritten oder vierten Colonne der Tabelle auf und der entsprechende Werth der ersten Colonne ist dann die gesuchte Druckhöhe.

Ist z. B. Canal und Ueberfall gleich breit, so findet man in der vierten Colonne als den annähernden Werth an 788 denjenigen 790, welchem eine Druckhöhe von 56,5 Centimetern entspricht. Dieß ist also die gesuchte Höhe.

B. Soll die Wassermenge, die durch einen Ueberfall fließt, möglichst genau und unter Berücksichtigung aller Nebenumstände bestimmt werden, so hat man sich der in den §§ 86 und folgenden aufgestellten Regeln und Formeln zu bedienen.

Bei einer Wasservermessung durch einen künstlichen Ueberfall ist es am passendsten, eine Anordnung zu wählen, die genau einem in den §§ 85 und folgenden beschriebenen Fällen entspricht, da man alsdann den Contractions-Coefficienten direct aus den dortigen Tabellen (welche directe Versuchsresultate enthalten) und mit aller Verläßlichkeit entnehmen kann.

Beispiele über die genaue Berechnung der Wassermenge bei Ueberfällen.

1. Welche Wassermenge fließt durch einen schmalen Ueberfall von 0,45 Meter Breite bei einer Druckhöhe von 0,15 Meter, wenn Canal und Ueberfall nicht um mehr als $^1/_5$ ihrer Breite von einander verschieden sind?

Für diesen Fall ist nach § 86:

$$M = 0{,}400\, L\, H \sqrt{2\, g\, H} = 0{,}4 \times 0{,}45 \times 0{,}15 \times \ldots\ldots$$
$$\ldots\ldots \times \sqrt{2 \times 9{,}81 \times 0{,}15} = 0{,}0046 \text{ Cubikmeter.}$$

2. Welches Wasserquantum fließt durch einen Ueberfall von gleicher Breite mit dem Canal, wenn diese Breite 6,5 Meter und die Druckhöhe = 0,60 Meter beträgt, wenn ferner die in § 86 erwähnten Bedingungen eintreffen?

Hier wird

$$M = 0{,}443\, L\, H \sqrt{2\, g\, H} = 0{,}443 \times 6{,}5 \times 0{,}60 \sqrt{2 \times 9{,}81 \times 0{,}60} =$$
$$= 5{,}951 \text{ Cubikmeter per Secunde.}$$

3. Ein Ueberfall von 3,5 Meter Breite hat 0,18 Meter Druckhöhe und ist halb so breit als der Canal. Welches Wasserquantum fließt durch denselben ab, wenn er mit scharfer Kante versehen ist, welche sich in einer Höhe über 2 H über dem Canalboden befindet?

Nach D'Aubuisson (§ 86) ist für ein Verhältniß von Ueberfall und Canal = 0,50 der Coefficient k = 0,410 und somit

$$M = 0{,}410\, L\, H \sqrt{2\, g\, H} = 0{,}410 \times 3{,}5 \times 0{,}18 \sqrt{2 \times 9{,}81 \times 0{,}18} =$$
$$= 0{,}285 \text{ Cubikmeter per Secunde.}$$

Nach Redtenbacher dagegen ist:

$$M = \left(0{,}381 + 0{,}062 \frac{L}{b}\right) L\, H \sqrt{2\, g\, H} =$$
$$= (0{,}381 + 0{,}062 \times 0{,}5)\, 3{,}5 \times 0{,}18 \sqrt{2 \times 9{,}81 \times 0{,}18} =$$
$$= 0{,}2864 \text{ Cubikmeter per Secunde.}$$

Einfacher gestaltet sich die Rechnung, wenn man den Werth des Ausdruckes $\left(0{,}381 + 0{,}062 \frac{L}{b}\right)$ aus der Tabelle § 87 entnimmt. Dasselbe ist für $\frac{L}{b} = 0{,}50$ 0,412 und daher

$$M = 0{,}412\, L\, H \sqrt{2\, g\, H} = 0{,}412 \times 3{,}5 \times 0{,}18 \sqrt{2 \times 9{,}81 \times 0{,}8} =$$
$$= 0{,}2864 \text{ Cubikmeter.}$$

4. Welche Breite muß ein Ueberfall erhalten, wenn bei einer Druckhöhe von 0,32 Meter eine Wassermenge von 5 Cubikmeter per Secunde abfließen soll?

Diese Aufgabe wird nach der Tabelle § 88 gelöst, indem man die der Druckhöhe entsprechende Wassermenge per 1 Meter Breite aufsucht. Diese ist 355,2 Liter.

Es ist somit eine Breite von

$$\frac{5000}{355{,}2} = 1{,}4076 \text{ Meter}$$

erforderlich.

5. Ein Wehr mit stark abgerundeter Krone hat 2,8 Meter Breite und 0,26 Meter Druckhöhe. Welche Wassermenge fließt über dasselbe ab, wenn die Geschwindigkeit des Wassers im Canale vor dem Wehre = 0,6 Meter beträgt?

Nach § 89 ist für diesen Fall:

$$M = 0{,}57\, L\, H \sqrt{2\, g\, H} \sqrt{1 + 0{,}115 \frac{u^2}{H}} =$$
$$= 0{,}57 \times 2{,}8 \times 0{,}26 \sqrt{2 \times 9{,}81 \times 0{,}26} \sqrt{1 + 0{,}115 \frac{0{,}6^2}{0{,}26}} =$$
$$= 0{,}998 \text{ Cubikmeter per Secunde.}$$

6. Aus einem Canale von 7 Meter Breite und 2 Meter Tiefe fließt das Wasser durch einen Ueberfall von 2 Meter Breite und

0,30 Meter Druckhöhe. Welches Wasserquantum fließt hier durch, wenn der Ueberfall mit scharfer Kante versehn ist und diese 1,7 Meter über dem Canalboden liegt?

a) Nach der Redtenbacher'schen Formel § 87 wird hier:

$$M = \left(0{,}381 + 0{,}062\frac{L}{b}\right) L H \sqrt{2gH} =$$

$$= 0{,}401 \times 2 \times 0{,}30 \sqrt{2 \times 9{,}81 \times 0{,}30} = 0{,}583 \text{ Cubikm. per Sec.}$$

b) Nach Weißbach (§ 90) ist dagegen:

$$k = 0{,}385; \quad x = 1 + 1{,}718\left(\frac{0{,}6}{14}\right)^4 = 1{,}00$$

$$M = x\,k\,L H \sqrt{2gH} = 0{,}385 \times 2 \times 0{,}30 \sqrt{2 \times 9{,}81 \times 0{,}30} =$$
$$= 0{,}562 \text{ Cubikmeter per Secunde.}$$

Es differiren also in diesem Falle die Ergebnisse der Redtenbacher'schen und Weißbach'schen Formeln, die doch mit aller Sorgfalt und Umsicht abgeleitet worden sind, um volle vier Prozente der ganzen Wassermenge und man kann daraus schließen, eine wie bedenklich solide Sache es ist, wenn Maschinenfabriken die Nutzleistung ihrer Motoren bis auf 1 % (z. B. auf 78 und 83 %) des theoretischen Effectes genau angeben wollen.

Jedenfalls thut man bei einer Wasservermessung sicherer, einen künstlichen Ueberfall genau so herzustellen, wie Poncelet und Lesbros solche bei ihren Versuchen angewendet haben (§ 82 und folgende), und wenn man den entsprechenden Contractions-Coefficienten für die vorhandene Druckhöhe aus den beigefügten Tabellen über die Versuchsresultate entnimmt.

Dagegen sind die Regeln und Formeln der §§ 86 bis 90 sehr gut brauchbar, wo es sich, wie z. B. bei der Anlage einer Wasserkraft, um ungefähre (allerdings auch wo möglich bis auf einige Procente annähernde) Bestimmung der vorhandenen Wassermenge handelt, ein Streitfall also nicht vorliegt.

Bei der Anlage eines regulirbaren Motors soll man denselben nie so knapp nach der vermeintlichen, wenn auch gemessenen, Wassermenge ausführen, sondern in allen Fällen etwa $^1/_5$ bis $^1/_6$ zugeben, resp. den Motor so ausführen, daß er unter Umständen eine um $^1/_5$ bis $^1/_6$ größere Wassermenge ausnützen kann.

Ebenso nützt es durchaus nichts, den Werth einer Wasserkraft, die erst gebaut werden soll, auf mehr als 5 % annähernd berechnen zu wollen, denn jede solche knappe Rechnung hat erfahrungsmäßig Mißlichkeiten im Gefolge, sowie man sich bei der Anlage positiv auf so knappe,

ja so zu sagen einfältige Voraussetzungen stützt; denn es kann auch der wirkliche Kraftbedarf einer industriellen Anlage nie so genau zum Voraus festgestellt werden und sowie man daher, wo es anders sein könnte, die Unmöglichkeit eines Mißerfolges auf einige Procente einer nur so angenäherten Rechnung stützt, so begeht man eine Thorheit.

§ 222.

Theoretische Bestimmung der Wassermenge eines Ueberfalles.

Die Art des Wasserausflusses bei einem vollständigen Ueberfall, wie solcher in allen obigen Beispielen vorausgesetzt worden ist, entspricht ihrem Wesen nach derjenigen des § 76, nämlich dem Ausflusse durch eine ganz offene Gefäßwand.

Theilt man nämlich die Höhe des Ausflußquerschnittes in n gleiche Theile oder Querstreifen, so ist die Druckhöhe des obersten Streifens $\frac{1}{n}h$, des zweitobersten Streifens $\frac{2}{n}h$, des dritten Streifens $\frac{3}{n}h$ (die Streifen äußerst wenig hoch vorausgesetzt) und es sind also die verschiedenen Ausflußgeschwindigkeiten der nacheinander folgenden Abtheilungen

$$\sqrt{2g\frac{h}{n}};\quad \sqrt{2g\frac{2h}{n}};\quad \sqrt{2g\frac{3h}{n}}\text{ u. s. f.}$$

Da nun jede dieser Abtheilungen bei derselben Breite b den Querschnitt

$$b\frac{h}{n}$$

hat, so ist die Summe der durch sämmtliche Abtheilungen fließenden Wassermengen, oder die totale Ausflußmenge:

$$Q=\frac{bh}{n}\left(\sqrt{2g\frac{h}{n}}+\sqrt{2g\frac{2h}{n}}+\sqrt{2g\frac{3h}{n}}+\ldots\ldots\right)=$$

$$=\frac{bh\sqrt{2gh}}{n\sqrt{n}}(\sqrt{1}+\sqrt{2}+\sqrt{3}+\ldots.\sqrt{n})=\frac{bh\sqrt{2gh}}{n\sqrt{n}}\times\frac{2}{3}n\sqrt{n}$$

$$=\frac{2}{3}bh\sqrt{2gh};$$

wie bereits in § 76 auf einfacherem Wege nachgewiesen ist.

§ 223.

Vergleichung der Formeln von Redtenbacher, Weißbach und Braschmann für vollständige Ueberfälle mit scharfen Kanten.

Diese Vergleichung läßt sich am besten durch die Bestimmung der Wassermenge für einen gegebenen Fall durchführen.

Beispiel 1: Ein Ueberfall von 3,8 Meter Breite und 0,20 Meter Druckhöhe leitet das Wasser aus einem Canale von 1,6 Meter Tiefe und 5,7 Meter Breite b ab.

Welche Wassermenge fließt in einer Secunde durch den Ueberfall?

a) Nach Redtenbacher ist § 87:

$$M = \left(0{,}381 + 0{,}062\,\frac{L}{b}\right) L H \sqrt{2gH} =$$

$$= \left(0{,}381 + 0{,}062\,\frac{3{,}8}{5{,}7}\right) 3{,}8 \times 0{,}20 \sqrt{2 \times 9{,}81 \times 0{,}20} =$$

$$= 0{,}637 \text{ Cubikmeter.}$$

b) Nach Weißbach ist (§ 90) zunächst

$$k = 0{,}390 \qquad \text{und} \qquad x = 1 + 1{,}718 \left(\frac{0{,}76}{9{,}1}\right)^4 = 1{,}000.$$

$$= (1 + 1{,}718) = 1,$$

und es wird nun die Wassermenge

$$M = x k L H \sqrt{2gH} = 0{,}390 \times 3{,}8 \times 0{,}20 \sqrt{2 \times 9{,}81 \times 0{,}20} =$$

$$= 0{,}590 \text{ Cubikmeter.}$$

c) Nach Braschmann (§ 218) ist:

$$M = \left(a + \beta\,\frac{B}{b} + d\,\frac{1}{h}\right) B h \sqrt{2gh} =$$

$$k_2 B \sqrt{h^3} = 1{,}8486 + 3{,}8 \sqrt{0{,}20^3} = 0{,}632 \text{ Cubikmeter.}$$

Es stimmt also für die erwähnten Verhältnisse die Braschmann'sche neue Formel ungeachtet ihrer ganz andern Ableitung vollständig mit der Redtenbacher'schen Formel überein, während dagegen die Weißbach'sche Formel etwas von diesen Formeln abweicht und ein um $1/14$ geringeres Resultat ergiebt.

Beispiel 2: Aus einem Canale von 5 Meter Breite und 0,50 Meter Tiefe wird durch einen Ueberfall von derselben Breite und 0,15 Meter Druckhöhe das Wasser abgeführt. Wieviel fließt in einer Secunde ab?

a) Nach § 86 ist für diesen Fall

$$M = 0{,}443\,L\,H\sqrt{2\,g\,H} = 0{,}443 \times 5 \times 0{,}15\sqrt{2 \times 9{,}81 \times 0{,}15} =$$
$$= 0{,}567 \text{ Cubikmeter.}$$

b) Nach Weißbach ist zunächst $k = 0{,}393$.

$$x = 1{,}041 + 0{,}369\left(\frac{5 \times 0{,}15}{5 \times 0{,}50}\right)^2 = 1{,}041 + 0{,}369 \times 0{,}09 = 1{,}074$$

$$M = x\,k\,L\,H\sqrt{2\,g\,H} = 1{,}074 \times 0{,}393 \times 5 \times 0{,}15\sqrt{2 \times 9{,}81 \times 0{,}15}$$
$$= 0{,}543 \text{ Cubikmeter.}$$

c) Nach Braschmann ist:

$$M = k_2\,B\sqrt{h^3} = 1{,}888 \times 5\sqrt{0{,}15^3} = 0{,}547 \text{ Cubikmeter.}$$

In diesem Falle stimmt die Braschmann'sche Formel besser mit derjenigen Weißbachs überein, doch ist die Differenz zwischen ihr und der Redtenbacher'schen Formel nicht bedeutend und beschränkt sich auf $3\frac{1}{2}$ Procente der totalen Wassermenge. Bei der Anlage eines neuen Motors kommt eine so geringe Differenz nicht in Betracht.

§ 224.

Unvollständige Ueberfälle.

1. Ein unvollständiger Ueberfall hat folgende Dimensionen: Abstand beider Wasserspiegel 0,20 Meter, Abstand des Oberwasserspiegels über der Krone = 0,30 Meter, Höhe der Krone über dem Boden = 0,60 Meter, Breite = 1,5 Meter. Welche Wassermenge fließt durch denselben ab?

Nach § 99 hängt der Ausfluß-Coefficient k von dem Verhältniß $\frac{H-h}{H}$ ab. Dieses Verhältniß ist hier $\frac{H-h}{H} = \frac{0{,}30-0{,}20}{0{,}30} = 0{,}333$, also nahe 0,350, welchem nach der Tabelle der Coefficient $k = 0{,}492$ entspricht; es wird also

$$Q = 0{,}492 \times 0{,}30 \times 1{,}5\sqrt{2 \times 9{,}81 \times (0{,}30-0{,}20)} =$$
$$= 0{,}3478 \text{ Cubikmeter per Secunde.}$$

2. Für alle speciellen Verhältnisse ist zur Berechnung der Wassermenge bei unvollständigen Ueberfällen der Ausfluß-Coefficient aus den §§ 92 und folgenden zu entnehmen und sind auch hier alle auf die Form der Krone und das Vorhandensein eines Gerinnes bezüglichen Umstände wohl zu berücksichtigen, wenn die Wasservermessung auf Genauigkeit Anspruch machen soll.

Jedenfalls wird man bei der Anlage eines provisorischen Ueberfalles behufs Wasservermessung niemals einen unvollständigen Ueberfall wählen, außer wenn man durch locale Verhältnisse an der Erstellung eines vollständigen Ueberfalles durchaus verhindert ist; denn die Versuche mit den unvollständigen Ueberfällen sind noch nicht für so mannigfaltige Verhältnisse durchgeführt worden, daß man die erforderlichen Coefficienten für alle Fälle mit genügender Sicherheit daraus entnehmen könnte.

§ 225.

Ueberfall in den Seitenwänden eines Canales.

1. Welche Wassermenge fließt durch einen 5 Meter langen Ueberfall ab, welcher in den Seitenwänden eines Canales angebracht ist, wenn die Druckhöhe am obern Ende des Ueberfalls 0,30 Meter beträgt?

Nach § 103 ist:

$$M = \frac{2}{5} k L H^{\frac{3}{2}} \sqrt{2g},$$

und da beim Vorhandensein eines 1 : 10 geneigten Gerinnes der Coefficient des Ausflusses circa 0,37 ist, so wird

$$M = \frac{2}{5} \cdot 0{,}37 \times 5 \times 0{,}30^{\frac{3}{2}} \sqrt{19{,}61} = 16{,}94 \text{ Cubikmeter per Secunde.}$$

2. Soll im obigen Falle aus der Wassermenge und der Druckhöhe die erforderliche Länge gesucht werden, so ist, wenn Q = 3,6 Cubikmeter werden soll:

$$L = \frac{5}{2} \frac{M}{k \sqrt{2g} \cdot H^{\frac{3}{2}}} = \frac{5}{2} \frac{3{,}6}{0{,}37 \sqrt{19{,}61} \times 0{,}30^{\frac{3}{2}}} = 18{,}3 \text{ Meter};$$

speciell für den Coefficienten 0,37 wird

$$L = 1{,}525 \frac{M}{H} = 1{,}525 \frac{3{,}6}{0{,}30} = 18{,}3 \text{ Meter.}$$

§ 226.

Ueberfall vor einem Wasserrade.

In 2 Meter Entfernung von einem Wasserrade, d. h. als Einlauf zu einem Ueberfallrade ist ein Ueberfall von 4,5 Meter Breite und 0,20 Meter Druckhöhe angebracht. Welches Wasserquantum fließt hier ab, wenn der Coefficient bei nicht vorhandenem Motor, also ganz freiem Ablaufe = 0,430 beträgt?

Nach § 104 ist für diesen Fall der in Rechnung zu bringende Coefficient $k_1 = \frac{1}{2} k = \frac{1}{2} 0{,}430 = 0{,}220$ und es wird somit

$Q = 0{,}22 \times 4{,}5 \times 0{,}20 \sqrt{2 \times 9{,}81 \times 0{,}20} = 0{,}396$ Cubikm. per Sec.

§ 227.

Stauweite und Stauhöhe eines Wehres*).

a) Welches ist die ungefähre Stauweite eines Wehres, wenn das Wasser auf eine Höhe $h = 0{,}40$ Meter über dem natürlichen Wasserspiegel gestaut werden soll und der Winkel a der Wasserfläche vor der Anlage des Wehres mit der Horizontalen 5 Grad beträgt?

Nach § 105 wird die Stauweite $= h \cot g\, a = 0{,}40 \cot g\, 5^0 = 0{,}40 \times 11{,}4 = 4{,}56$ Meter; bei einer Neigung von 2^0 dagegen würde die Stauweite:

$$w = 0{,}40 \cot g\, 2^0 = 0{,}40 \times 28{,}6 = 11{,}44 \text{ Meter.}$$

b) **Genaue Bestimmung von Stauweite und Stauhöhe.** Nach § 105 verläuft die Staucurve genau genommen asymptotisch zum ursprünglichen Wasserspiegel, d. h. die Curve nähert sich dem letztern mehr und mehr, je weiter sie sich vom Wehre entfernt, ohne den Wasserspiegel aber jemals ganz zu erreichen.

Bei kleinen Geschwindigkeiten und großen Wassertiefen erstreckt sich aus diesem Grunde die Stauung eines Flusses oft auf außerordentlich große Distanzen und es handelt sich also eigentlich mathematisch genommen niemals darum, wie weit die Stauung sich erstreckt (diese Weite ist genau genommen unendlich groß, wenn auch in der Wirklichkeit nicht nachweisbar), sondern um die Beantwortung der Frage, wie groß die Stauung in einer gegebenen Entfernung vom Wehre überhaupt noch sei.

Nennt man:

a die mittlere Tiefe des Flusses vor Anlage des Wehres,
y die Höhe der Stauung in der Entfernung x vom Wehre,
a_2 den Neigungswinkel der ursprünglichen Wasseroberfläche gegen den Horizont,
h die Stauhöhe unmittelbar neben dem Wehre,
Q den Querschnitt des ursprünglichen Wasserkörpers im Canale,
S den benetzten Theil des Umfanges des ursprünglichen Wasserkörpers im Canale,
n die mittlere Geschwindigkeit des Wassers im ursprünglichen Canale,

so hat man nach Grashof zunächst folgende Werthe zu bestimmen:

*) Ueber die eigenthümlichen Stauverhältnisse bei Brückenpfeilern oder bei Verengungen und Erweiterungen der Flußbetten siehe in der letzten Lieferung dieses Bandes.

$$k^2 = \frac{S}{Q}\frac{n^2}{a^2}; \qquad z = \frac{a+y}{a}; \qquad z_1 = \frac{a+h}{a};$$

$$f(z) = \frac{1}{6}\log\text{nat.}\frac{z^2+z+1}{(z-1)^2} - \frac{1}{\sqrt{3}}\operatorname{arc\,cotg}\frac{2z+1}{\sqrt{3}};$$

$f(z_1)$ = dem obigen Ausdrucke, wenn man in demselben z_1 statt z einsetzt.

Es wird nun die gesuchte Distanz x, in welcher die Stauung nur noch = y ist:

$$x = \frac{a}{a_2}\left\{z_1 - z + \left(1 - \frac{a_2 k^2}{g}\right)[f(z) - f(z_1)]\right\}.$$

Diese Rechnung ist etwas umständlich und es wird daher folgende Tabelle (nach Bresse, mécanique appliquée) beigefügt, welche die Werthe von $f(z)$ oder $f(z_1)$ für verschiedene Werthe von $\frac{1}{z}$ oder $\frac{1}{z_1}$ enthält.

Beispiel. Es soll die Stauhöhe eines Wehres unter folgenden Verhältnissen möglichst genau bestimmt werden: Es ist die mittlere Tiefe a des Flusses vor Anlage des Wehres = 0,65 Meter, der Neigungswinkel a_2 der ursprünglichen Wasseroberfläche = 3°, der Querschnitt Q des ursprünglichen Wasserkörpers im Flusse bei einer Breite des Letztern von 3,5 Meter = 2,275 Quadratmeter. Der benetzte Theil S des Umfanges im Flußquerschnitte ist 4,8 Meter und die mittlere Geschwindigkeit n des Wassers im ursprünglichen Flusse ist 0,5 Meter per Secunde. Wie groß ist die Entfernung x vom Wehre, in welcher die Stauhöhe nur noch 0,30 Meter ist, wenn das Wasser am Wehre auf 0,60 Meter gestaut wird?

$$k^2 = \frac{S}{Q}\frac{n^2}{a_2} = \frac{4{,}8}{2{,}275}\frac{0{,}5 \times 0{,}5}{3} = 0{,}175.$$

$$z = \frac{a+y}{a} = \frac{0{,}65+0{,}30}{0{,}65} = 1{,}46; \quad z_1 = \frac{a+h}{a} = \frac{0{,}65+0{,}60}{0{,}65} = 1{,}92.$$

$$f(z) = \frac{1}{6}\log\text{nat.}\frac{z^2+z+1}{(z-1)^2} - \frac{1}{\sqrt{3}}\text{arc. cotg}\frac{2z+1}{\sqrt{3}} = 0{,}2677.$$

$$f(z_1) = 0{,}132;$$

und es wird nun die gesuchte Distanz x

$$x = \frac{a}{a_2}\left\{z_1 - z + \left(1 - \frac{a_2 k^2}{g}\right)[f(z) - f(z_1)]\right\} = \frac{0{,}65}{3}\left\{1{,}92 - 1{,}46 + \right.$$

$$\left. + \left(1 - \frac{3 \times 0{,}175}{9{,}81}\right)[0{,}2677 - 0{,}132]\right\} = 3{,}4 \text{ Meter}.$$

Werthe von f(z) zur Berechnung der Stauhöhe in beliebigen Distanzen vom Wehr.

Werth von $\frac{1}{z}$	Werth von f(z)	Werth von $\frac{1}{z}$	Werth von f(z)	Werth von $\frac{1}{z}$	Werth von f(z)	Werth von $\frac{1}{z}$	Werth von f(z)
0,000	∞	0,952	0,8931	0,835	0,4831	0,58	0,1832
0,999	2,1834	0,950	0,8795	0,830	0,4733	0,57	0,1761
0,998	1,9532	0,948	0,8665	0,825	0,4637	0,56	0,1692
0,997	1,8172	0,946	0,8539	0,820	0,4544	0,55	0,1625
0,996	1,7213	0,944	0,8418	0,815	0,4454	0,54	0,1560
0,995	1,6469	0,942	0,8301	0,810	0,4367	0,53	0,1497
0,994	1,5861	0,940	0,8188	0,805	0,4281	0,52	0,1435
0,993	1,5348	0,938	0,8079	0,800	0,4198	0,51	0,1376
0,992	1,4902	0,936	0,7973	0,795	0,4117	0,50	0,1318
0,991	1,4510	0,934	0,7871	0,790	0,4039	0,49	0,1262
0,990	1,4159	0,932	0,7772	0,785	0,3962	0,48	0,1207
0,989	1,3841	0,930	0,7675	0,780	0,3886	0,47	0,1154
0,988	1,3551	0,928	0,7581	0,775	0,3813	0,46	0,1102
0,987	1,3284	0,926	0,7490	0,770	0,3741	0,45	0,1052
0,986	1,3037	0,924	0,7401	0,765	0,3671	0,44	0,1003
0,985	1,2807	0,922	0,7315	0,760	0,3603	0,43	0,0955
0,984	1,2592	0,920	0,7231	0,755	0,3526	0,42	0,0909
0,983	1,2390	0,918	0,7149	0,750	0,3470	0,41	0,0865
0,982	1,2199	0,916	9,7069	0,745	0,3406	0,40	0,0821
0,981	1,2019	0,914	0,6990	0,740	0,3343	0,39	0,0779
0,980	1,1848	0,912	0,6914	0,735	0,3282	0,38	0,0738
0,979	1,1686	0,910	0,6839	0,730	0,3221	0,37	0,0699
0,978	1,1531	0,908	0,6766	0,725	0,3162	0,36	0,0660
0,977	1,1383	0,906	0,6695	0,720	0,3104	0,35	0,0623
0,976	1,1241	0,904	0,6625	0,715	0,3047	0,34	0,0587
0,975	1,1105	0,902	0,6556	0,710	0,2991	0,33	0,0553
0,974	1,0974	0,900	0,6489	0,705	0,2937	0,32	0,0519
0,973	1,0848	0,895	0,6327	0,70	0,2883	0,31	0,0486
0,972	1,0727	0,890	0,6173	0,69	0,2778	0,30	0,0455
0,971	1,0610	0,885	0,6025	0,68	0,2677	0,29	0,0425
0,970	1,0497	0,880	0,5884	0,67	0,2580	0,28	0,0395
0,968	1,0282	0,875	0,5449	0,66	0,2486	0,27	0,0367
0,966	1,0080	0,870	0,5619	0,65	0,2395	0,26	0,0340
0,964	0,9890	0,865	0,5494	0,64	0,2306	0,25	0,0314
0,962	0,9700	0,860	0,5374	0,63	0,2221	0,24	0,0290
0,960	0,9539	0,855	0,5258	0,62	0,2138	0,23	0,0266
0,958	0,9376	0,850	0,5146	0,61	0,2058	0,22	0,0243
0,956	0,9221	0,845	0,5037	0,60	0,1980	0,21	0,0221
0,954	0,9073	0,840	0,4932	0,59	0,1905	0,20	0,0201

§ 228.

Bestimmung der Höhe der Wehrkrone.

1. Durch ein 3 Meter breites Wehr, das neu erstellt werden muß, soll eine Wassermenge von 3 Cubikmeter per Secunde abfließen und der ursprüngliche Wasserspiegel auf eine Höhe $h = 0{,}50$ Meter gestaut werden. Wird das Wehr ein Grundwehr oder ein Ueberfallwehr und welches wird die Höhe der Wehrkrone?

Nach § 106 hat man zunächst nachzusehn, ob der Werth von $0{,}57\, b\, h \sqrt{2gh}$ gleich, größer oder kleiner ausfällt als die Wassermenge.

Es wird nun

$$0{,}57\, b\, h \sqrt{2gh} = 0{,}57 \times 3 \times 0{,}50 \sqrt{2 \times 9{,}81 \times 0{,}50} = \\ = 2{,}684 \text{ Cubikmeter.}$$

Dieser Werth ist also kleiner als die Wassermenge, die über das Wehr fließen soll, und es wird somit das Wehr ein Grundwehr. Die Höhe der Wehrkrone unter dem ursprünglichen gestauten Wasserspiegel wird nach § 106:

$$x = \frac{M}{0{,}62\, b \sqrt{2gh}} - 0{,}92\, h = \\ = \frac{3}{0{,}62 \times 3 \sqrt{19{,}6 \times 0{,}50}} - 0{,}92 \times 0{,}50 = 0{,}06 \text{ Meter.}$$

2. Soll die durch ein Wehr von 5 Meter Breite abfließende Wassermenge 2,5 Cubikmeter per Secunde betragen und der Wasserspiegel auf 0,70 Meter gestaut werden, so ist

$$0{,}57\, b\, h \sqrt{2gh} = 0{,}57 \times 5 \times 0{,}70 \sqrt{19{,}6 \times 0{,}70} = 7{,}35 \text{ Cubikmeter.}$$

Es wird also in diesem Falle das Wehr ein vollkommenes Ueberfallwehr und die Höhe der Wehrkrone unter dem gestauten Wasserspiegel wird nach § 105:

$$x = \left(\frac{M}{0{,}57\, b . \sqrt{2g}}\right)^{\frac{2}{3}} = \left(\frac{2{,}5}{0{,}57 \times 5 \sqrt{2 \times 9{,}81}}\right)^{\frac{2}{3}} = 0{,}16 \text{ Meter}^{*}).$$

Obgleich mit Hülfe dieses Verfahrens die Höhe der Wehrkrone nicht ganz genau bestimmt wird, so ist die Annäherung doch eine solche, daß dieselbe für practische Zwecke vollständig genügt, da eine kleine Correction der Wehrkronenhöhe überall leicht vorzunehmen ist.

---

*) Siehe den folgenden Paragraphen.

Soll dennoch zu irgend einem Zwecke eine genauere Berechnung der Höhe einer Wehrkrone durchgeführt werden, so hat man sich der Formeln des § 106 b) zu bedienen, welche auch die Verminderung des Unterwasserspiegels durch die in einen Seitencanal abfließende Wassermenge berücksichtigen.

§ 229.

Genaue Bestimmung der Höhe der Wehrkrone.

1. In einem Flusse von 3,5 Meter Breite und 0,90 Meter Wassertiefe im Mittel gerechnet soll ein Wehr errichtet werden, welches den ursprünglichen Wasserspiegel auf 0,50 Meter Höhe staut. In einen Seitencanal vor dem Wehre soll eine Wassermenge von 2,5 Cubikmeter abfließen, während das ganze Wasserquantum des Flusses 7,5 Cubikmeter beträgt, da die mittlere Geschwindigkeit des Wassers im Flusse 2,5 Meter per Secunde beträgt.

Es ist zunächst die Erniedrigung des Unterwasserspiegels durch die seitwärts abfließende Wassermenge zu bestimmen. Diese Erniedrigung ist nach § 106 b:

$$\frac{e}{a} = 1 - \left(\frac{M_1}{M}\right)^{\frac{3}{5}} \left\{1 - \frac{2}{3}\,\frac{a}{b}\left[1 - \left(\frac{M_1}{M}\right)^{\frac{5}{3}}\right]\right\} = x + y\,\frac{a}{b}.$$

Nun ist das Verhältniß $\frac{M_1}{M} = \frac{2{,}5}{7{,}5} = 0{,}33$ und es sind somit die Werthe der Coefficienten $x = 0{,}52$ und $y = 0{,}165$ und es wird sonach der obige Ausdruck

$$\frac{e}{a} = 0{,}52 + 0{,}165\,\frac{0{,}90}{3{,}5} = 0{,}56,$$

und somit

$$e = 0{,}56 \,.\, a = 0{,}56 \times 0{,}90 = 0{,}504 \text{ Meter.}$$

Es i9 ferner $i = \frac{n^2}{2g} = \frac{2{,}5^2}{19{,}6} = 0{,}32.$

Es wird nun die Höhe der Wehrkrone über dem ursprünglichen Wasserspiegel

$$z = k - \left(\frac{Q}{k\,b\sqrt{2g}} + i^{\frac{3}{2}}\right)^{\frac{2}{3}} + i =$$

$$= 0{,}50 - \left(\frac{7{,}5}{0{,}53 \times 3{,}5\sqrt{19{,}6}} + 0{,}32^{\frac{3}{2}}\right)^{\frac{2}{3}} + 0{,}32 = -\,0{,}18 \text{ Meter,}$$

d. h. es soll die Wehrkrone 0,18 Meter unter dem ursprünglichen Wasserspiegel liegen, und da dieser $-z = -0{,}18$ Meter größer ist,

als die Erniedrigung des Unterwasserspiegels negativ genommen, d. h. da $-0{,}18 > -0{,}50$ ist, so bleibt das Wehr ein vollkommenes Ueberfallwehr.

2. Wäre im obigen Beispiele der Werth von z kleiner als der negative Werth der Erniedrigung des Wasserspiegels durch die seitwärts in den Canal abfließende Wassermenge, so würde das Wehr ein Grundwehr werden und es wäre dann die Rechnung zur Bestimmung der eigentlichen Lage der Wehrkrone zu wiederholen und zwar nach § 106 b mittelst des Ausdruckes:

$$z = \frac{Q}{k_1 b \sqrt{2g(h+e+i)}} - \frac{k}{k_1} \frac{(h+e+i)^{\frac{3}{2}} - i^{\frac{3}{2}}}{\sqrt{h+e+i}} + e,$$

wobei für ein Wehr ohne Seiten-Contraction und mit abgerundeter Krone $k = 0{,}53$, $k_1 = 0{,}80$, $\frac{k}{k_1} = \frac{2}{3}$. Setzt man in diesen Ausdruck die entsprechenden numerischen Werthe ein, so wird:

$$z = \frac{7{,}5}{0{,}80 \times 3{,}5 \sqrt{19{,}6(0{,}50+0{,}504+0{,}32}} -$$

$$- \frac{2}{3} \frac{(0{,}50+0{,}504+0{,}32)^{\frac{3}{2}} - 0{,}32^{\frac{3}{2}}}{\sqrt{0{,}50+0{,}504+0{,}32}} + 0{,}504 = 0{,}174 \text{ Meter.}$$

Da sich nun aber der Werth von z kleiner ergeben hat als die Erniedrigung e des Unterwasserspiegels, so ist das Wehr ein vollkommenes Ueberfallwehr und es bleibt somit die Lage der Wehrkrone nach der unter 1. durchgeführten Rechnung die richtige.

3. Würde endlich der Werth von z negativ und gleich der Erniedrigung des Unterwasserspiegels, negativ genommen, ausfallen, so bleibt die durchgeführte Rechnung ebenfalls richtig und es wird die Höhe z gleich der Höhe des Wasserspiegels im Untergraben, d. h. es wird das Wehr ein halbes Grundwehr und ein halbes Ueberfallwehr, also ein sogenanntes Mittelwehr oder Grenzwehr.

§ 230.

Relation zwischen Gefälle, Querschnitt und mittlerer Geschwindigkeit eines Flusses oder Canales.

1. Ein kleiner Wassergraben hat folgende Dimensionen: Breite des Wasserspiegels 2 Meter; Tiefe = 0,50 Meter; benetzter Umfang = 3 Meter; Fläche des Wasserkörperquerschnittes = 1 Quadratmeter;

Gefälle des Wasserspiegels auf 1 Meter Länge = 0,001 Meter. Welches ist die mittlere Geschwindigkeit des ganzen Canalquerschnittes?

a) Rechnet man hier nach den amerikanischen Formeln, so ist zunächst nach § 138

$$r_1 = \frac{a}{p+W} = \frac{1}{3+2} = 0{,}2$$

und es wird somit die mittlere Geschwindigkeit v

$$v = \beta k \sqrt{r_1 \sqrt{s}} = \beta k \sqrt{0{,}2 \sqrt{0{,}001}},$$

wobei $k = 8{,}289$ und $\beta = 0{,}879$; es wird also

$$v = 0{,}879 \times 8{,}289 \sqrt{0{,}2 \sqrt{0{,}001}} = 0{,}5974 \text{ Meter per Secunde.}$$

2. Will man diese Rechnung nach der genauen Humphrey-Abbot'schen Formel durchführen, so ist zunächst nach § 131 der Werth

$$b = \frac{0{,}285}{\sqrt{D + 0{,}457}} = \frac{0{,}285}{\sqrt{0{,}50 + 0{,}457}} = 0{,}29,$$

und es wird sodann nach § 132:

$$v = \left\{\sqrt{0{,}0081\, b + \sqrt{69\, r_1 \sqrt{s}}} - 0{,}09 \sqrt{b}\right\}^2 =$$

$$= \left\{\sqrt{0{,}0081 \times 0{,}29 + \sqrt{69 \times 0{,}2 \sqrt{0{,}001}}} - 0{,}09 \sqrt{0{,}29}\right\} =$$

$$= 0{,}584 \text{ Meter.}$$

b) Rechnet man dagegen nach der allgemeinen Kutter'schen Formel § 155, so ist zunächst $r = \frac{a}{b} = \frac{1}{2} = 0{,}5$ und es wird für einen gut ausnivellirten Canal aus Erde ohne Steine und Wasserpflanzen nach Tabelle § 157 der Werth von x (in der Formel $v = x \sqrt{r \cdot s}$) = 34,5 und daher

$$v = 34{,}5 \sqrt{r \cdot s} = 34{,}5 \sqrt{0{,}001 \times 0{,}5} = 0{,}793 \text{ Meter.}$$

c) Für einen unregelmäßigern Canal dagegen mit geringern Unebenheiten, Steinen u. s. w. ist nach der Tabelle § 158 der Werth von $x = 28{,}4$ und somit die Geschwindigkeit

$$v = 28{,}4 \sqrt{r \cdot s} = 28{,}4 \sqrt{0{,}001 \times 0{,}5} = 0{,}653 \text{ Meter.}$$

d) Rechnet man nach der Gaukler'schen Formel § 148 e, so ist nach der Tabelle Seite 268 der Werth des Coefficienten x (bei dem Rauheitsgrade V.) = 28,9 und somit die Geschwindigkeit sehr nahe wie unter c) nach Kutter's Formel.

e) Wie man sieht, ist die Differenz zwischen dem Ergebniß der neuen Formeln und demjenigen nach Humphrey-Abbot (Grebenau) sehr bedeutend, was daher rührt, daß (nach § 148 c) die letztere Formel für den vorliegenden Fall nicht mehr anwendbar ist.

3. Wie groß muß das Gefälle s und die Dimensionen eines Fabrikcanales werden, wenn derselbe eine Wassermenge von 5 Cubikmeter per Secunde fassen und eine möglichst geringe Tiefe haben soll?

Da der Canal in sandigem Boden erstellt werden soll, so darf nach der Tabelle des folgenden Paragraphen die Geschwindigkeit des Wassers nicht über 0,3 Meter per Secunde betragen. Nimmt man nun das Verhältniß von Breite und Tiefe des Canales wie 6:1 an, so erhält der Canal folgende Querschnittsdimensionen: Es wird der Querschnitt zunächst $= \frac{5}{0{,}3} = 17$ Quadratmeter und die Breite $= 10$, die Tiefe aber 1,7 Meter.

Da der Canal ein rechtwinkliges Querprofil erhält (die Seiten allerdings mit Böschung versehn, die aber hier nicht in Betracht kommt), so wird nach § 132 zunächst

$$z = v + 0{,}167\sqrt{b}\sqrt{v} = 0{,}30 + 0{,}167\sqrt{\frac{0{,}285}{\sqrt{1{,}7} + 0{,}457}}\sqrt{0{,}30} =$$

$$= 0{,}341$$

und es wird nun das Gefälle per 1 Meter Canallänge nach § 132

$$s = \left\{\frac{(p + W)\, z^2}{60\, a}\right\}^2 = \left\{\frac{(13{,}4 + 10)\, 0{,}341^2}{60 \times 17}\right\}^2 = 0{,}00000676 \text{ Meter.}$$

Will man diese Aufgabe nach der allgemeinen Kutter'schen Formel auflösen, so verfährt man am besten auf folgende Weise unter Benützung der Tabellen § 157 und folgende:

Man nimmt vorerst probeweise (dem Gefühle nach) ein Gefälle an und sucht sodann die Geschwindigkeit, welche demselben entspricht. Wählt man z. B. $s = \frac{0{,}05}{1000} = 0{,}00005$, so ist nach der Tabelle Seite 283 für einen sehr regelmäßigen Canal bei $r = 1{,}7$ der Werth des Coefficienten x mitten zwischen 45,2 und 46,6 oder gleich 45,9 und es wäre somit

$$v = 45{,}9\sqrt{r \cdot s} = 45{,}9\sqrt{1{,}7 \times 0{,}00005} = 0{,}415 \text{ Meter.}$$

Da die wirkliche Geschwindigkeit von 0,30 Meter noch wesentlich kleiner ist, als die so erhaltene, so ist das angenommene Gefälle zu groß. Da nun aber die Tabelle keine kleinern Werthe von s enthält, so ist der Werth von x nach der Formel des § 155 zu berechnen.

Nimmt man als zweiten Versuch das Gefälle zu $\frac{0{,}005}{1000} = 0{,}000005$ an, so wird der Werth von x für den Rauheitsgrad $\beta = 0{,}025 =$

$$x = \frac{23 + \frac{0{,}00155}{s} + \frac{1}{\beta}}{1 + \frac{\beta}{\sqrt{r}}\left(23 + \frac{0{,}00155}{s}\right)} = \frac{23 + \frac{0{,}00155}{0{,}000005} + \frac{1}{0{,}025}}{1 + \frac{0{,}025}{\sqrt{1{,}7}}\left(23 + \frac{0{,}00155}{0{,}000005}\right)} = 49{,}5$$

und somit der Werth von v:

$$v = 49{,}5\sqrt{r \cdot s} = 49{,}5\sqrt{1{,}7 \times 0{,}000001} = 0{,}1435 \text{ Meter.}$$

Dieser zweite Versuch giebt die Geschwindigkeit zu klein an und es ist also auch das angenommene Gefälle zu klein.

Nimmt man als dritten Versuch das Gefälle zu 0,00002 an, so wird $x = 47$ und $v = 0{,}30$ Meter, was also der wirklichen Geschwindigkeit entspricht.

Dieses Ergebniß ist dreimal so groß als dasjenige nach der amerikanischen Formel und es ist daher der Sicherheit halber das größere Ergebniß für die Ausführung zu wählen.

Das obige Beispiel wird als ziemlich weitläufige Rechnung erscheinen; doch gehören numerische Werthe dieser Art zu den Seltenheiten. In den meisten Fällen der Praxis sind die Dimensionen-Verhältnisse der Art, daß der Werth von x ohne Weiteres aus der Tabelle entnommen werden kann und dann stellt sich das probeweise Verfahren nicht so umständlich heraus.

Ebenso wird man sich beim Rechnen nach der amerikanischen Formel weniger der letztern selbst, als der in der Tabelle Seite 270 aufgeführten Coefficientenwerthe bedienen.

4. Wenn das Querprofil, das Gefälle und die mittlere Geschwindigkeit gegeben ist, sollen die Dimensionen des Querprofiles bestimmt werden, die nicht willkürlich sind.

Es muß unter Zugrundlegung des obigen Beispieles sein

$$p + W = \frac{60 \cdot a\sqrt{s}}{z^2} = \frac{60 \times 17\sqrt{0{,}0000067}}{0{,}205^2} = 23{,}4.$$

Leistet man dieser Bedingung Genüge, so erhält man für die Dimensionen des Querschnittes leicht $p = 13{,}4$ Meter und $W = 10$ Meter $D = \frac{3{,}4}{2} = 1{,}7$ Meter.

5. Es sei das vorhandene Gefälle eines Fabrikcanales, der angelegt werden soll, $= 0{,}002$ Meter per 1 Meter Canallänge $= I$; der

Querschnitt Q_1 des Wasserkörpers von 2,5 Meter Breite und 0,40 Meter Tiefe = 1 Quadratmeter. Die Länge des benetzten Umfanges S ist gleich $2{,}5 + 2 \times 0{,}40 = 3{,}3$ Meter und es wird also der Werth von

$$R = \frac{Q_1}{S} = \frac{1}{3{,}3} = 0{,}3.$$

Welches ist die mittlere Geschwindigkeit, welche das Wasser in diesem Canale annimmt, und welche Wassermenge fließt durch denselben?

Laut § 148 wird nach Darcy-Bazin:

$$U = \sqrt{\frac{RI}{a + \frac{\beta}{R}}}.$$

Nach demselben Paragraphen sind die Werthe der Coefficienten a und β, wenn der Canal mit glatten Wänden aus Holz oder Stein hergestellt wird:

$$a = 0{,}00019 \quad \text{und} \quad \beta = 0{,}0000124.$$

Es wird demnach die mittlere Geschwindigkeit

$$U = \sqrt{\frac{0{,}3 \times 0{,}002}{0{,}00019 + \frac{0{,}0000124}{0{,}30}}} = 1{,}58 \text{ Meter per Secunde}$$

und es wird die durch den Canal fließende Wassermenge per Secunde $= 1{,}58 \times 1 = 1{,}58$ Cubikmeter.

6. Welche Geschwindigkeit nimmt das Wasser in einem in die Erde gegrabenen Canale von 5 Meter Breite und 1 Meter Tiefe an, wenn die Länge des Canales 700 Meter und das totale Gefälle auf dieser Länge = 1 Meter beträgt?

Es ist zunächst das Gefälle I per 1 Meter Canallänge $= \frac{1}{700}$ $= 0{,}0014$ Meter.

Die Länge S des benetzten Umfanges ist $= 5 + 2 \times 1 = 7$ Meter, also das Verhältniß R des Querschnittes Q_1 des Wasserkörpers zum benetzten Umfang $\frac{Q_1}{S} = \frac{5}{7} = 0{,}71$.

Nach § 150 ist ferner nach Darcy-Bazin:

$$a = 0{,}00028 \quad \text{und} \quad \beta = 0{,}00035$$

und es wird somit die mittlere Geschwindigkeit des Wassers in diesem Canale

$$U = \sqrt{\frac{0{,}71 \times 0{,}0014}{0{,}00028 + \frac{0{,}00035}{0{,}71}}} = 1{,}120 \text{ Meter per Secunde.}$$

Nach Humphrey-Abbot wird dagegen diese mittlere Geschwindigkeit

$$v = \beta k = \sqrt{r_1 \sqrt{s}} = 0{,}88 \times 8{,}28 \sqrt{\frac{5}{7+5}} \sqrt{0{,}0014} =$$

$$= 0{,}95 \text{ Meter per Secunde.}$$

Rechnet man nach der allgemeinen Kutter'schen Formel (§ 155), so ist zunächst $r = \frac{a}{b} = \frac{5}{5} = 1$ und das Gefälle gleich 1,4 Tausendstel.

Diesen Werthen entspricht laut Tabelle § 157 für den Rauheitsgrad $\beta = 0{,}025$ der Werth $x = 40$ und es ist somit die mittlere Geschwindigkeit

$$v = 40 \sqrt{r \cdot s} = 40 \sqrt{1 \times 0{,}0014} = 1{,}52 \text{ Meter.}$$

Nimmt man dagegen den Rauheitsgrad $\beta = 0{,}030$ an, so wird der Werth von x nach Tabelle § 158 gleich 33,3 und daher

$$v = 33{,}3 \sqrt{r \cdot s} = 33{,}3 \sqrt{1 \times 0{,}0014} = 1{,}265 \text{ Meter.}$$

Dieses letztere Ergebniß stimmt nahe mit demjenigen nach Darcy-Bazin überein, während das nach der amerikanischen Formel (die hier nicht mehr anwendbar ist nach § 148 c) wesentlich kleiner, dasjenige nach Kutter mit Rauheitsgrad $\beta = 0{,}025$ aber wesentlich größer ausfällt.

Man wird leicht bemerken, daß hier Alles darauf ankommt, den Rauheitsgrad richtig zu wählen, und daß natürlicherweise hierin die Schwierigkeit liegt, die wirkliche mittlere Geschwindigkeit eines vorhandenen nicht äußerst regelmäßigen Canales durch Rechnung zu bestimmen.

Hier kann man sich lediglich dadurch helfen, daß man unter Benützung der Tabellen Seite 272 und 281 einen bereits vorhandenen Canal mit genau bekannter Beschaffenheit mit dem zu berechnenden Canale vergleicht, um darnach den wirklichen Rauheitsgrad oder den Werth des Coefficienten x zu bestimmen.

§ 231.

Maximum der Geschwindigkeit des Wassers in Flüssen und Canälen.

Wenn das Grundbett eines Flusses oder Canales von dem fließenden Gewässer nicht angegriffen werden soll, so darf die Geschwindigkeit desselben die nachstehend aufgeführten Werthe bei der angegebenen Beschaffenheit des Canales oder Bettes nicht übersteigen.

Es ist für ein Fluß- oder Canalbett

von aufgelöster Erde . . .	$v = 0{,}076$	Meter	per	Secunde,
aus fettem Thon . . .	$v = 0{,}152$	„	„	„
„ sandigem Boden . .	$v = 0{,}300$	„	„	„
„ kiesigem Boden . .	$v = 0{,}609$	„	„	„
„ abgerundeten Kieseln .	$v = 0{,}914$	„	„	„
„ eckigen Kieseln . . .	$v = 1{,}220$	„	„	„
„ Conglomerat . . .	$v = 1{,}520$	„	„	„
„ geschichteten Felsen .	$v = 1{,}830$	„	„	„
„ ungeschichteten Felsen .	$v = 3{,}00$	„	„	„

§ 232.

Vermessung der Wassermenge in Flüssen und Canälen.

Die Vermessung der gewöhnlichen Wasserläufe geschieht, sobald man es mit einem regelmäßigen Canale mit constantem Querschnitte zu thun hat, nach den in den §§ 110 bis 120 angegebenen Regeln mit Hülfe der mittlern Geschwindigkeit v des Wassers im Canalquerschnitte. Hat man keines der in jenen Paragraphen angegebenen Hülfsmittel zur Bestimmung der mittlern Geschwindigkeit zur Verfügung, so muß man sich mit Hülfe eines Schwimmers helfen (§ 115), welchen man am passendsten aus einem cubischen Holzstück von circa 5 Zoll = 15 Centimeter Seite anfertigt, der mit Blei beliebig beschwert und in jeder Tiefe schwimmen gelassen werden kann.

Nimmt man die Vermessung bei ruhigem Wetter vor, so ist bei künstlichen Fabrikcanälen die größte Geschwindigkeit immer sehr nahe an der Oberfläche und es ist dann nach § 140 die mittlere Geschwindigkeit in jeder Verticalebene in 0,5773 der Wassertiefe vom Wasserspiegel aus gerechnet und es ist somit die mittlere Geschwindigkeit in jeder Verticalebene um $^1/_{10}$ Fuß engl. oder um 30 Millimeter kleiner als die Geschwindigkeit in der halben Canaltiefe.

Man hat also bei einer Vermessung einer Wassermenge eines Canales die Breite desselben in mehrere Theile einzutheilen, in der Mitte dieser verticalen Stromstriche die Geschwindigkeit in der halben Tiefe zu messen, von dieser erhaltenen Geschwindigkeit per Secunde 30 Millimeter abzuziehen, die so erhaltenen mittlern Geschwindigkeiten aller Stromstriche zu addiren und die Summe durch die Anzahl der Strom-

striche zu dividiren, um die wirkliche mittlere Geschwindigkeit des ganzen Canalquerschnittes zu erhalten. Diese mit dem mittlern Querschnitt des Wasserkörpers in der gemessenen Canalstrecke multiplicirt, giebt die durch den Canal fließende Wassermenge per Secunde.

Dieses Verfahren zur Bestimmung der mittlern Geschwindigkeit mit Hülfe des Schwimmers, den man bei kleinen Canälen auch aus einer theilweise mit Wasser gefüllten kurzen Flasche bestehn lassen kann, ist natürlich nur in solchen Fällen anwendbar, wo der Canal einen regelmäßigen Querschnitt und auch ein regelmäßiges Gefälle hat, so daß die Geschwindigkeit des Wassers in demselben einigermaßen constant ist. Je größer die abgemessene Strecke ist, um so leichter läßt sich ein verläßliches Resultat erwarten. Jede Messung muß öfter wiederholt und schließlich das Mittel aus allen Versuchen genommen werden.

Ist ein regelmäßiger Querschnitt (bei einem Flusse fast niemals) nicht vorhanden, so muß ein künstliches Ueberfallwehr erstellt werden und man hat in diesem Falle die abfließende Wassermenge nach den Regeln und Formeln der §§ 81 und folgenden zu bestimmen, deren Wiederholung hier unnütz sein würde.

Ist dagegen eine Schütze vorhanden, durch welche alles Wasser des fraglichen Flusses abfließt, so ist die Wassermenge leicht nach den dießbezüglichen Regeln der §§ 53 und folgenden zu bestimmen.

Handelt es sich schließlich um ganz kleine Wasserkräfte resp. Wassermengen, so ist ein künstlicher Ueberfall immer leicht zu erstellen; hat man Werkzeuge zur Verfügung, kann die Vermessung auch leicht durch den sogenannten Wasserzoll nach § 51 g gemessen werden, welche ganz verläßliche Resultate liefert.

Größte Sorgfalt und Gewissenhaftigkeit ist bei jeder der angewendeten Methoden erforderlich, wenn es sich um ein verläßliches Resultat handelt, und es ist die Bestimmung der Wassermenge eines Wasserlaufes die schwierigste Aufgabe des Hydraulikers.

Mittelst der Anwendung eines gut gearbeiteten und sorgfältig rectificirten Woltmann'schen Flügels (§ 111) oder Darcy'schen Geschwindigkeitsmessers (§ 117) wird die Bestimmung der mittlern Geschwindigkeit sehr erleichtert.

Als lehrreiches Beispiel der Vermessung eines größern Wasserlaufes und der dabei angewendeten Methoden soll im Nachfolgenden die Wasservermessung des Mississippi durch die Mississippi-Commission in kurzem Auszuge beschrieben werden (§ 234).

Die Wasservermessung mittelst künstlich angelegter Ueberfälle gewährt einen ziemlichen Grad der Genauigkeit. Man wählt für die Herstellung eine Anordnung mit scharfer Kante in dünner Wand, da diese am leichtesten und schnellsten zu erstellen ist, und berechnet die Wassermenge nach den in den erwähnten Paragraphen angegebenen Regeln, indem man nach Möglichkeit alle Nebenumstände berücksichtigt.

Die genaueste Wasservermessung bleibt indessen in allen Fällen diejenige mittelst Auffangen der zu messenden Wassermenge in einem Gefäße unter Beobachtung der zum Füllen des Gefäßes oder Reservoirs erforderlichen Zeit. Wird der Inhalt des Gefäßes gemessen, so kann dadurch die Wassermenge mit absoluter Genauigkeit gemessen werden, wenn man dabei einige Vorsichtsmaßregeln beobachtet:

Es muß zur Erzielung eines verläßlichen Resultates die Vermessung während eines constanten und gleichmäßigen Abflusses erfolgen, so daß die aufgefangene Wassermenge wirklich diejenige ist, welche das Gewässer in derselben Zeit regelmäßig abführt. Wenn man daher z. B. (und es gilt diese Bemerkung namentlich auch für die Wasservermessung mittelst künstlicher Ueberfälle) einen Bach abdämmt, so muß man nicht nur warten, bis der Wasserspiegel die Krone des Dammes oder Ueberfalles erreicht hat, sondern man hat zuerst abzuwarten, bis in dem Zu- und Abfluß des über den Damm strömenden Wassers der Beharrungszustand eingetreten ist, was oft eine ganz geraume Zeit andauert.

Mißt man dagegen die gleich am Anfange über einen solchen Damm herunterfließende Wassermenge, so erhält man ein ganz unrichtiges (und zwar zu geringes) Resultat. Umgekehrt würde man bei einer Vermessung mittelst eines Schützenzuges, der vorher eine Zeit lang geschlossen war, eine viel zu große Wassermenge bestimmen, wenn man nicht vorerst den definitiven Beharrungszustand (Gleichgewicht zwischen Zu- und Abfluß) in der in Bewegung befindlichen Wassermenge abwarten würde.

Der Beharrungszustand ist aber dann eingetreten, wenn der Wasserspiegel im Ober- und Unterwasser sich nicht weiter verändert.

§ 233.

Wasservermessung durch Beobachtung des sinkenden Wasserspiegels in einem Gefäße.

Eine interessante, bis jetzt noch wenig bekannte, aber in vielen Fällen vortheilhaft verwendbare Methode der Wasservermessung hat

Prony in seinem Mémoire sur le jaugeage des eaux courantes (Paris 1802) angegeben, die im Nachfolgenden besteht.

Man läßt den zu vermessenden Wasserlauf nach Fig. 203 so durch einen Kasten C oder eine gegrabene Vertiefung fließen, daß das Wasser durch eine große Oeffnung a (die durch einen Schützen oder ein Brett plötzlich abgeschlossen werden kann) in den Kasten oder die Vertiefung C einfließt, während der Austritt durch eine tiefer gelegene Oeffnung b von kleinerem Querschnitte abfließt. Die Vertiefung C muß einen constanten Querschnitt haben. Sobald der Beharrungszustand eingetreten ist, wird die Höhe des Wasserstandes in der Vertiefung C genau gemessen und sodann die Oeffnung a plötzlich geschlossen. Es ist nun einleuchtend, daß im ersten Momente oder Zeittheilchen nach Schluß der Oeffnung a durch b noch die volle, dem normalen Stand des Gewässers entsprechende Wassermenge abfließt, daß aber die abfließende Wassermenge in den darauffolgenden Zeittheilchen in dem Maße kleiner wird, als der Wasserstand in C abnimmt.

Man beobachtet nun zwei oder mehrere Senkungshöhen, die in ebenso vielen Zeittheilchen eintreten, und bezeichnet die erstern mit z, z_I, z_{II}, die letztern mit l, l_I, l_{II}, wobei die Zeiten vom Schlusse der Oeffnung a und die Senkungshöhen von der dem Beharrungszustande entsprechenden constanten Wasserhöhe an abwärts gerechnet werden müssen, so ist

$$z = \frac{1}{t'' - t}\left(\frac{t'' - t}{t'} z' - \frac{t' - t}{t''} z''\right).$$

In dem unendlich kleinen ersten Zeittheilchen nach Schluß der Oeffnung a, wo also $t = 0$, wird die Geschwindigkeit der Senkung

$$z = \frac{1}{t'' - t'}\left(\frac{t'' z'}{t'} - \frac{t' z''}{t''}\right)$$

und wenn man den Querschnitt der Vertiefung C mit A bezeichnet, so wird die durch diese Vertiefung im Beharrungszustande fließende Wassermenge Q

$$Q = \frac{(t'')^2 z' - (t')^2 z''}{t' t'' (t'' - t')} A.$$

Auf diesem Wege läßt sich die Wassermenge eines Baches mit geringer Mühe und auf ziemlich verläßliche Weise bestimmen, wenn man durch zwei Messungen die Verminderung des Wasserstandes genau beobachtet. Am einfachsten fällt die Vermessung aus, wenn man eine gleich große Abnahme des Wasserstandes wählt, also $z'' = 2z'$ setzt und die zu beobachtenden Senkungen durch Merkzeichen absteckt, wonach man nur noch die Zeiten scharf zu beobachten hat, binnen welchen die ab-

gesteckten Wasserstände eintreten. Am genauesten läßt sich diese Zeitdauer bestimmen, wenn das Merkzeichen in einer abwärts gerichteten Spitze besteht, da es sich sehr leicht beobachten läßt, wenn diese Spitze aufhört, in den Wasserspiegel einzutauchen.

Beispiele: 1. Bei einer Wasservermessung nach der obigen Prony'schen Methode hat das Reservoir oder die Vertiefung C eine Breite von 1,5 Meter und eine Länge von 1 Meter. Der Querschnitt ist sonach = 1,5 Quadratmeter. Nach plötzlichem Abschlusse der Oeffnung a findet in 25 Secunden vom Momente des Abschlusses an eine Senkung des Wasserspiegels von 0,20 Meter und in 80 Secunden von demselben Momente an gerechnet eine Senkung von 0,50 Meter statt. Welches ist die vor dem Abschluß der Oeffnung a in 1 Secunde ausgeflossene Wassermenge?

Es ist hier $t_{,}=25$; $t_{,,}=80$; $z_{,}=0{,}20$ und $z_{,,}=0{,}50$ Meter und es ist demnach die gesuchte Wassermenge

$$Q=\frac{(t')^2 z'-(t'')^2 z''}{t' t''(t''-t')} A=\frac{80^2\times 0{,}20-25^2\times 0{,}50}{25\times 80(80-25)} 1{,}5=$$
$$=0{,}13 \text{ Cubikmeter per Secunde.}$$

2. Bei einer zweiten Vermessung hatte das Reservoir C eine Breite von 1,2 Meter und eine Länge von 0,5 Meter, der Querschnitt also $1{,}2\times 0{,}5=0{,}6$ Quadratmeter.

Nach einer Minute betrug die Senkung des Wasserspiegels 0,50 Meter und nach 80 Secunden vom Ende der ersten Senkung an weitere 0,50 Meter.

Es war also hier $t'=60$ und $t''=140$; $z'=0{,}50$ und $z''=1{,}0$.

Die ausgeflossene Wassermenge per Secunde wäre somit:

$$\frac{140\times 140\times 0{,}50-60\times 60\times 1{,}0}{60\times 140(140-60)} 0{,}6=0{,}0055 \text{ Cubikmeter per Sec.}$$

Anmerkung. Auch bei dieser Wasservermeß-Methode, die bei gehöriger aufmerksamer Durchführung durchaus verläßliche Resultate liefert, ist ganz besonders darauf aufmerksam zu machen, daß die Vermessung, resp. der Abschluß der Oeffnung a und die Beobachtung der Senkungszeiten, nicht früher vorgenommen werden darf, als bis der Beharrungszustand im Reservoir C vollständig eingetreten ist, der Wasserspiegel in demselben also keine weitere Veränderung erleidet und die durchfließende Wassermenge constant derjenigen gleich ist, welche in derselben Zeit durch den Wasserlauf abfließt.

Auch hier ist es rathsam, alle Vermessungen unter Veränderung der abgemessenen Wasserstandshöhen mehrmals zu wiederholen und aus den erhaltenen Resultaten das Mittel zu ziehn, wobei indessen von den übrigen stark abweichende Messungsresultate nicht mitbenützt werden dürfen.

§ 234.

Die practische Durchführung der Wasservermessung des Mississippi.

Als lehrreiches Beispiel einer Wasservermessung in größerem Maßstabe sollen im Nachfolgenden die Vermessungsoperationen bei der Bestimmung der Wassermenge des Mississippi und seiner Nebenflüsse etwas ausführlicher dargelegt werden.

A. **Messung des Querprofiles.** Die Vermessungen der Querprofile des Mississippi sind in Folge der heftigen Strömung, der Breite und Tiefe des Flusses, sowie wegen des Treibholzes eine nicht so leichte Sache. Nach verschiedenen Versuchen wurde die nachfolgende Messungsmethode angenommen, welche auch beim höchsten Wasserstande noch eine genaue Arbeit ermöglichte.

In der Regel wurden die Messungen bei mittlerem Wasserstande ausgeführt, da einestheils während des Niederwasserstandes eine drückende Hitze vorhanden, beim Hochwasserstand aber die Schwierigkeiten überhaupt größer waren.

Man begann die Arbeiten zunächst mit dem Abstecken einer Basis von 400 und von 1000 Fuß längs des Ufers. An jedem Ende stellte sich ein Beobachter mit einem Theodolithen auf, von denen der eine das Fernrohr seines Instrumentes in die Richtung des zu messenden Querprofiles brachte, während der andere mit seinem Fernrohr das Boot verfolgte und nachdem die Sondirung stattgefunden, den Winkel ablas, den die von ihm nach dem Boote gezogene Linie mit der abgesteckten Basis machte.

In dem leichten sechsrudrigen Boote befand sich ein Mann mit der Sondirkette, ein Beobachter und drei Ruderer. Die leicht bewegliche, aber starke Sondirkette war durch Tuchstreifen in Abtheilungen von je 5 Fuß Länge eingetheilt und es wurden die kleinern, zwischen diese Abtheilungen fallenden Längenmaße mit dem Maßstabe gemessen. Das Senkblei, das je nach der Stärke des Stromes 10 bis 20 Pfund schwer war, bestand aus einem Bleistücke mit ausgehöhltem Boden, welcher mit Fett bestrichen wurde, um Bestandtheile des Fußbodens daran haften zu lassen.

Nachdem das Boot in einige Entfernung oberhalb der Querprofillinie gebracht worden war, ließ man es abwärts treiben, wobei das Senkblei nahe dem Flußgrunde gehalten wurde, wodurch die Einbiegung der Senkbleikette verhindert werden konnte.

Sowie sich nun das Boot der Querprofillinie näherte, schwenkte der eine Beobachter an der Basis am Ufer eine Flagge als Zeichen, daß eine Sonde genommen werden soll, wobei er gleichzeitig sein Instrument so richtete, daß der Verticalfaden des Fernrohres den Punkt schnitt, wo die Sondirkette das Deck des Bootes kreuzte. Sobald der Beobachter im Boot das Signal bemerkte, schwang er eine Flagge, was für den zweiten Beobachter an der Standlinie am Ufer das Zeichen war, das Boot mit seinem Fernrohr zu begleiten.

Der Mann mit der Sondirkette ließ nun diese rasch durch seine Hand gleiten, bis das Blei am Flußboden aufstieß, worauf er die Kette über der Wasseroberfläche erfaßte und in verticale Stellung brachte, was für die beiden Beobachter am Ufer das Zeichen zur Bestimmung der Winkel war. Der Aufschreiber im Boote notirte nun die Wassertiefe nebst der Beschaffenheit der am Senkblei haftenden Bestandtheile des Flußbodens. Durch die gemessenen Winkel konnte die Lage des Bootes, welche immer nur um wenige Fuß von der Querprofillinie bald nach oberhalb, bald nach unterhalb abwich, genau festgestellt werden.

Dieses Verfahren wurde so oft wiederholt, bis die genügende Anzahl von Beobachtungspunkten auf der ganzen Querprofillinie genommen war.

Schließlich wurden an jedem Ufer sorgfältige Nivellements des Wasserspiegels aufgenommen, da der Wasserspiegel eines Flusses niemals eine horizontale Ebene bildet, das Wasser im Stromstrich an schnellfließenden Stellen vielmehr immer wesentlich höher steht, als an den langsamer fließenden, so daß der Unterschied am Mississippi oft mehr als $1\frac{1}{2}$ Fuß beträgt.

In der Regel wurden die beobachteten Dreiecke sogleich an Ort und Stelle berechnet, und ehe der Operationsplatz verlassen wurde, die Sondirungen aufgerissen, um etwaige Lücken im Profile durch sogleich vorgenommene nachträgliche Sondirungen ausfüllen zu können.

Ueberall, wo eine Reihe täglicher Bestimmungen der Durchflußmengen zu machen war, wurden zwei Querprofile in 200 Fuß Entfernung von einander mit großer Sorgfalt abgemessen, und um zu erfahren, ob nicht merkliche Veränderungen in der Form des Flußbettes entstanden seien, wurden die Sondirungen an diesen Stellen dann und wann wiederholt.

Wo eine solche Veränderung während der Beobachtungen stattgefunden hatte, wurde das Mittel aus allen erhaltenen Profilformen als das wirkliche Flußquerprofil angenommen.

Die Veränderung der Querprofilfläche durch Zu- oder Abnahme des Wasserstandes konnte leicht aus dem aufgerissenen Querprofil ermittelt werden.

Um eine genaue Vermessung des Querprofiles für jeden einzelnen Tag zu erleichtern, wurde zur leichten Bestimmung des täglichen Wasserstandes ein genau eingetheilter Pegel aufgestellt, dessen Stand gegen bestimmte Anhaltspunkte dann und wann untersucht worden ist.

B. **Messung der Geschwindigkeit.** Für die zur täglichen Geschwindigkeitsmessung geeigneten Flußstrecken wurden nur diejenigen Stellen des Flusses gewählt, welche möglichst schmal und gerade waren, ein ziemlich gleichmäßiges Flußbett ähnlich einem Canale darboten, frei von Wirbeln waren und deren Wasserspiegel auch beim höchsten Wasserstande noch zwischen den seitlichen Dämmen eingegrenzt war.

Die Messung der Geschwindigkeit war in Folge der großen Tiefe des Flusses, welche stellenweise auf 80 und 120 und selbst bis auf 140 Fuß steigt, sowie ferner in Folge der bedeutenden Strömung eine äußerst schwierige. Von allen Methoden der Geschwindigkeitsmessung hat sich diejenige mit Doppelschwimmern am besten bewährt. Nur an den Nebenflüssen, wo die beiden Ufer unter Wasser waren, wurden einige Messungen mit dem Schiffs-Log vorgenommen, an allen Stellen, wo dieses nicht der Fall war, wurde der Doppel-Schwimmer und zwar in verschiedener Gestalt angewendet. Zunächst wurden feste Holzwürfel von 1 Fuß Seite in Anwendung gebracht, welche bis zum Untersinken mit Blei belastet und mittelst Schnüren an Schwimmer von Kork aufgehängt wurden. Diese Würfel wurden aber wegen ihres großen Gewichtes als unzweckmäßig befunden und zunächst durch theilweise mit Wasser gefüllte und gleicherweise aufgehängte Flaschen ersetzt. Diese boten indessen dem Wasser zu wenig Fläche dar, um schnell die Geschwindigkeit des dieselben umgebenden Wassers annehmen zu können, und man brachte nachdem hölzerne Tönnchen ohne Deckel oder Boden zur Anwendung, welche mit Blei belastet wurden, bis sie vertical unter dem Wasser schwimmen konnten. An ihr oberes Ende wurde eine Handhabe, aus einem Seile bestehend, angebracht und mittelst einer Schnur ein zweiter Schwimmer von weichem Holz oder Kork oder von Weißblech zusammengelöthet an denselben befestigt, an welchem auf dem Wasserspiegel schwimmenden Gegenstande ein kleines Fähnchen an einem 1 Fuß langen Drahte befestigt war. Die Dimensionen dieser Schwimmer waren

im Jahre 1851 folgende: Die Höhe der Tönnchen betrug 15 Zoll engl.; der Durchmesser 10 Zoll; der Strick, welcher die beiden Schwimmer (das Tönnchen und den Korkschwimmer an der Oberfläche) mit einander verband, 0,2 Zoll stark. Der Schwimmer an der Oberfläche von Kork war circa 8 Zoll im Quadrat und 3 Zoll dick, $1^1/_2$ Zoll ins Wasser getaucht. Bei den Vermessungen im Jahre 1858 waren die Dimensionen folgende: Die Höhe der angestrichenen Tönnchen = circa 9 Zoll engl.; Durchmesser derselben 6 Zoll; Strick zwischen den beiden Schwimmern = 0,1 Zoll dick; Schwimmer an der Oberfläche von weichem Holz, 5,5 Zoll im Quadrat, 0,5 Zoll hoch; Schwimmer aus Weißblech in ellyptischer Form, die Achsen 5,5 und 1,5 Zoll. Für Geschwindigkeiten über 5 Fuß hatte man 1851 dieselbe Einrichtung; im Jahre 1858 nahm man aber größere Tonnen von 12 Zoll Höhe, 8 Zoll Durchmesser und eine Verbindungsschnur von 0,2 Zoll Dicke. Durch Veränderung dieser Schnur konnte man den Schwimmer in beliebiger Tiefe unter der Oberfläche schwimmen lassen. Die geringe Größe des obern auf der Wasserfläche liegenden Schwimmers verhinderte einen wesentlichen Einfluß desselben auf den eigentlichen untern Hauptschwimmer.

Dieser geringe Einfluß wurde auch direct durch Versuche bestätigt, indem man den Doppelschwimmer bei starkem Winde in stehendes Wasser brachte, und auch dadurch, daß man die Richtung des Doppelschwimmers beobachtete, wenn ein starker Wind quer auf die Stromrichtung wehte. In beiden Fällen konnte ein Einfluß des Windes nicht bemerkt werden.

Natürlich mußte man, um die Stromgeschwindigkeit an den verschiedenen Theilen des Querprofiles zu messen, die Schwimmer an allen diesen Theilen passiren lassen, wobei das nachfolgende Verfahren angewendet wurde:

Nachdem die bereits erwähnten Querprofile in einer Distanz von 200 Fuß abgemessen worden waren, wurde senkrecht darauf die Basislinie am Ufer ausgesteckt, deren Länge gleich der Entfernung der Querprofile war.

Bei dieser nicht sehr großen Länge der zu beobachtenden Strecken konnten täglich mehrere Beobachtungen auf dem ganzen Querprofile gemacht werden, ohne daß während dieser kurzen Zeit eine bemerkenswerthe Aenderung der Geschwindigkeit eintreten mußte. An jedem Ende der Basislinie stand ein Beobachter mit dem Theodolith, deren Fernrohre so gerichtet waren, daß die verticalen Fäden der Kreuze die Richtung der Querprofile genau angaben.

Oberhalb und unterhalb der Querprofillinien wurde nun ein Boot im Flusse befestigt; vom obern Boote ziemlich weit oberhalb der ersten

Querprofillinie ein Schwimmer losgelassen, welcher sogleich in die ihm zugemessene Tiefe sank und dem Querprofile zutreiben mußte.

Der Beobachter am obern Ende der Basislinie richtete sein Kreuz genau in die Querprofillinie, derjenige am untern Ende aber auf das Fähnchen des Schwimmers. Sowie der Schwimmer im obern Querprofile anlangte, rief der obere Beobachter dem untern ein kräftiges „Hopp" zu, bei welchem Zeichen derselbe den Winkel des Schwimmers mit der Basislinie im Momente der Kreuzung notirte, das Fernrohr aber sogleich darauf in die untere Querprofillinie richtete und die Ankunft des Schwimmers in derselben erwartete.

Im Momente, wo der Schwimmer die obere Querprofillinie passirte, notirte der obere Beobachter die Zeit einer aufgehängten Secundenuhr und richtete hierauf sein Fernrohr auf das Fähnchen des Schwimmers. Sowie dieser letztere nun die untere Querprofillinie passirte, rief der untere Beobachter dem obern ein „Hopp" zu, bei welchem Zeichen nun der obere Beobachter den Winkel des Schwimmers mit der Standlinie notirte und die Zeit beobachtete, welche der Schwimmer gebrauchte, um von dem obern zum untern Querprofile zu gelangen. Oefter wurde die Zeit auch von beiden Beobachtern notirt. Mittelst der beobachteten Winkel konnte die Stelle des Schwimmers im Querprofile aufs genaueste bestimmt und die Geschwindigkeit an dieser Stelle festgesetzt werden.

Dieses sehr genaue Verfahren, die mittlere Geschwindigkeit des ganzen Flußquerschnittes zu bestimmen, kann indessen nicht immer zur Durchführung gelangen, weil man nicht jeden Tag die Geschwindigkeiten an allen Punkten eines so bedeutenden Stromes beobachten kann. Es wurden daher im Jahre 1858 eine Anzahl Schwimmer über die ganze Breite des Flusses vertheilt und in einer und derselben Tiefe den Fluß hinabtreiben gelassen. Wäre nun der Querschnitt des Flusses rechteckig gewesen und hätte man das Gesetz der Geschwindigkeitsänderung unter dem Wasserspiegel bereits gekannt, so hätte man die mittlere Geschwindigkeit des ganzen Flußquerschnittes leicht finden können, ohne eine so bedeutende Anzahl von Beobachtungen zu machen, wie dieses thatsächlich nothwendig war, um dieses Gesetz erst auffinden zu können.

Zu diesem letztern Zwecke wurden verschiedene Methoden in Anwendung gebracht. Doch wurden für einen Fluß von dieser Größe nur die Doppelschwimmer als brauchbar gefunden. An jeder Station wurden mehrere Partien Schwimmer beobachtet, wobei dieselben in den verschiedensten Tiefen unter der Oberfläche des Wassers bis nahe auf den Flußgrund sich bewegten. Wenn sich an irgend einer Stelle Unregel-

mäßigkeiten oder Widersprüche zeigten, wurden die Versuche wiederholt, die Tiefe gewechselt, an einer Stelle und Tiefe oft längere Zeit beobachtet, von der Oberfläche plötzlich bis nahe an den Grund gegangen und die erhaltenen Resultate folgendermaßen aufgetragen.

Nachdem die beiden Querprofillinien, die Basislinie und die Uferränder auf dem Papiere aufgetragen waren, wurden mit Hülfe einer Tafel der natürlichen Tangenten die Entfernungen der beiden Punkte berechnet und aufgerissen, wo die Schwimmer die Querprofillinien schnitten. Die gerade Verbindungslinie beider Punkte, die auf den Querprofillinien nahe senkrecht stehen mußten, stellte den vom Schwimmer zurückgelegten Weg dar. Auf dieser Linie wurde die beobachtete Zeit und die Tiefe des Schwimmers unter dem Wasserspiegel beigesetzt und dadurch eine vergleichende Uebersicht über die Geschwindigkeit an allen Stellen des Querprofiles geschaffen.

Ohne vorläufig auf das mathematische Gesetz in dem Verhältniß dieser Geschwindigkeiten Rücksicht zu nehmen, bemerkte man doch sofort, daß die Geschwindigkeiten allmälig und ganz gleichförmig mit der Entfernung vom Ufer und gegen den Stromstrich zunehmen, und wenn man das ganze Querprofil durch Verticallinien in Unterabtheilungen von 200 Fuß Breite eintheilte, so konnte man sogleich bemerken, daß die innerhalb einer jeden dieser Abtheilungen (ausgenommen die beiden an den Ufern liegenden) die Geschwindigkeit sich ganz unbedeutend ändert.

Man theilte daher das ganze Flußprofil von der Basislinie aus durch Parallele in gleiche Theile von 200 Fuß Breite und schrieb in diese Unterabtheilungen das Mittel der von den Schwimmern gebrauchten Anzahl Secunden als Geschwindigkeit ein.

Für die dem Ufer zunächstliegende Abtheilung aber nahm man nach eigens hierzu angestellten Versuchen eine mittlere Geschwindigkeit = 0,8 derjenigen am äußern (vom Ufer abgekehrten) Rande dieser Abtheilung an.

Um Fehler zu vermeiden und die Unregelmäßigkeiten der Beobachtung verbessern zu können, wurden die täglichen Resultate in Gestalt einer Curve aufgetragen, deren Ordinaten die mittlern Geschwindigkeiten und deren Abscissen die Abstände der Mittelpunkte der einzelnen Abtheilungen (von 200 Fuß Breite) waren. Wo die Beobachtungen eines Tages für eine Unterabtheilung fehlten, konnte man diese leicht nach der Curve ergänzen. Fehlten dagegen Beobachtungen in verschiedenen Abtheilungen, so wendete man folgendes Interpolationsverfahren an. Ohne das mathematische Gesetz der täglichen Geschwindigkeitscurven zu berücksichtigen, konnte aus der einfachen Betrachtung dieser Curven die Veränderung erkannt werden, welche einer Veränderung der mittlern

Geschwindigkeit entsprach, und es zeigte sich, daß die Gestalt der Curve bei einer Veränderung der mittlern Geschwindigkeit von einem Fuß nahe dieselbe blieb.

Die täglichen Geschwindigkeitscurven wurden sodann gruppirt und die mittlern Curven für jeden Fuß dieser mittlern Geschwindigkeiten aufgetragen, wonach man die fehlenden Geschwindigkeiten der einzelnen Abtheilungen durch Vergleichung der Gestalt der mittlern Geschwindigkeitscurve des gleichen Wasserstandes interpolirte.

Mit Hülfe dieser mittlern Geschwindigkeitscurven konnten auch die aus der ungleichen Vertheilung oder durch ungenaue Beobachtung entstandenen Unregelmäßigkeiten aus den erhaltenen Resultaten eliminirt werden.

Um nun die Wassermenge zu berechnen, hatte man folgendes zu beachten.

Wäre der Flächeninhalt der einzelnen verticalen Abtheilungen einander gleich, so hätte man offenbar nur das ganze Querprofil mit dem arithmetischen Mittel aller Abtheilungsgeschwindigkeiten zu multipliciren. Allein dieses ist bei Flüssen nicht der Fall und es ist auch das Verhältniß der Flächeninhalte der einzelnen Abtheilungen bei verschiedenen Wasserständen nicht constant. Die einzig richtige Methode zur Bestimmung der Durchflußmenge unter den obwaltenden Umständen war daher die folgende:

Die Fläche einer jeden Abtheilung mußte mit der mittlern Geschwindigkeit dieser Abtheilung multiplicirt werden und die Summe der Producte sämmtlicher Abtheilungen ergab die Durchflußmenge. Die Durchflußmenge mit dem ganzen Flußprofil dividirt ergab die wirkliche (approximative) mittlere Geschwindigkeit des Flusses. Diese allerdings sehr mühsame Methode wurde bei der Berechnung der Durchflußmenge des Mississippi in Anwendung gebracht. Als die wirkliche Niederwasserquerprofil-Fläche wurde das arithmetische Mittel aller Querprofil-Flächen bei Niederwasser genommen und ähnlich bei allen Flächen.

Wo die Schwimmer in allen Tiefen beobachtet worden sind, wie bei Carrollton im Jahre 1851, konnte nach der oben angegebenen Weise die Durchflußmenge des Mississippi so genau festgesetzt werden, als dieß überhaupt möglich ist.

Waren dagegen, wie in den Jahren 1857 und 1858, die Schwimmer alle in einer und derselben Tiefe beobachtet worden, so konnte die erhaltene Durchflußmenge nur eine annähernde sein und mußte noch mit dem Verhältniß zwischen der dieser Tiefe entsprechenden Geschwindigkeit und dem Mittel aus der ganzen Verticalcurve multiplicirt werden.

Beim Aufsuchen des Gesetzes über die Abnahme der Geschwindigkeit vom Wasserspiegel gegen den Flußgrund sind, wie schon erwähnt, alle möglichen Vorsichtsmaßregeln zur Vermeidung von Irrthümern getroffen worden, indem man alle erdenkliche Variation in die Versuche brachte, um den einen durch den andern controliren zu können. So wurden die Schwimmer so tief ins Wasser gelassen oder diese Tiefe so abgewechselt, daß man sowohl von oben nach unten, von unten nach oben, von oben und unten gegen die Mitte zu und umgekehrt von der Mitte aus nach oben und unten zu experimentirte.

Da die von einem festen Punkte aus abgelassenen Schwimmer immer genau dieselbe Richtung einschlagen, so wurden sämmtliche Schwimmer nur von verankerten Booten aus losgelassen. Aus der bereits bekannten Querprofilfläche und der Lage des vom Schwimmer zurückgelegten Weges konnte die Wassertiefe an der Stelle des Schwimmers immer leicht und sicher festgesetzt werden.

§ 235.

Relationen zwischen Gefälle, Wassermenge, Durchmesser und Länge einer Rohrleitung.

Anmerkung. In § 162 sind bereits die Regeln nebst Beispielen zur Berechnung der Rohrleitungen nach den Prony'schen Formeln gegeben, welche bis auf die neueste Zeit in allgemeinem Gebrauche waren. Im Nachfolgenden sollen dagegen die Ergebnisse der neuesten Versuche Darcy's (§ 171) benützt und zur Anwendung gebracht werden, wobei einige Vergleichungen zwischen den Ergebnissen der neuen Formeln nach Darcy und Levi gegenüber den ältern von Prony folgen werden.

Nach Darcy's Versuchen ist der Coefficient b_1 zur Bestimmung der Reibungswiderstände für Rohrleitungen aus jedem Materiale constant, sobald sie einige Zeit im Gebrauche gewesen und daher mit einem Niederschlage aus dem durchfließenden Wasser überzogen sind.

Der Werth dieses Coefficienten, der also für jedes Material gilt, ist aus der Tabelle des § 168 zu entnehmen, aber immer doppelt so groß, als dort angegeben, in Rechnung zu bringen, da jene Werthe sich auf neue gußeiserne Rohrleitungen beziehn, bei welchen die Widerstände weniger bedeutend sind. Die Werthe von $\frac{b_1}{R}$ und $\sqrt{\frac{R}{b_1}}$ sind dagegen immer besonders zu berechnen.

1. Welches Gefälle per 1 lfd. Meter muß eine Rohrleitung von 0,50 Meter Halbmesser R oder 1,0 Meter Durchmesser D erhalten, wenn die Geschwindigkeit des durch die Röhre fließenden Wassers 1 Meter betragen soll?

Nach § 171 ist nach Darcy

$$I = \frac{b_1}{R} U^2.$$

Der Werth von $\frac{b_1}{R}$ ist nach § 168 $= 2 \times 0{,}001039 = 0{,}002078$ und somit

$$I = 0{,}002078 \times 1^2 = 0{,}002078 \text{ Meter per 1 lfd. Meter.}$$

Nach Prony's Formel dagegen würde nach § 162:

$$z = \frac{4L}{D}(au + bu^2),$$

wobei der Werth von $(au + bu^2)$ nach Tabelle Seite 292 für 1 Meter Geschwindigkeit $= 0{,}0003656$ und daher das Gefälle per 1 Meter Länge

$$z = \frac{4}{1}(0{,}0003656) = 0{,}0014624 \text{ Meter.}$$

Es giebt also in diesem Falle die Formel nach Darcy ein bedeutend größeres Gefälle an.

Nach Levi dagegen ist laut § 172 die mittlere Geschwindigkeit

$$v = k\sqrt{I} \quad \text{und somit} \quad \sqrt{I} = \frac{v}{k}, \quad \text{also} \quad I = \frac{v^2}{k^2}.$$

Für den Halbmesser $= 0{,}50$ wird laut Tabelle Seite 312 der Werth des Coefficienten $k = 25{,}6$ und somit das erforderliche Gefälle

$$I = \frac{1^2}{25{,}6^2} = \frac{1}{655} = 0{,}0015 \text{ Meter per lfd. Meter,}$$

welches Ergebniß sehr nahe mit dem obigen nach Darcy übereinstimmt.

2. Welche Geschwindigkeit nimmt das Wasser in einer Rohrleitung an, deren Durchmesser $D = 0{,}80$ Meter und deren Gefälle per 1 lfd. Meter 0,005 Meter beträgt?

Es ist laut § 171 nach Darcy's neuen Formeln

$$U = \sqrt{I \frac{R}{b_1}}.$$

Der Werth von b_1 ist nach der Tabelle § 168 $= 0{,}000523$.

Dieser Coefficient, doppelt genommen, ist also $b_1 = 0{,}001046$ und es wird $\frac{R}{b_1} = \frac{0{,}40}{0{,}001046} = 384$. Es wird somit

$$U = \sqrt{0{,}005 \times 384} = 1{,}4 \text{ Meter per Secunde.}$$

Nach Levi ist laut Tabelle Seite 312

$k = 21{,}97$ und $v = 21{,}97\sqrt{I} = 21{,}97\sqrt{0{,}005} = 1{,}55$ Meter,

was mit dem Ergebnisse nach Darcy nahe übereinstimmt.

Nach Prony dagegen entspricht diese Geschwindigkeit von 1,4 Meter dem Werthe des Coefficienten $a u + b u^2 = 0{,}0007069$ und da

$$z = \frac{4L}{D} \times (a u + b u^2) = \frac{4L}{D} \times 0{,}0007069$$

ist, so würde das erforderliche Gefälle z per 1 lfd. Meter Länge der Rohrleitung $= \frac{4}{0{,}80}(0{,}0007069) = 0{,}0045345$ Meter also wiederum kleiner als nach Darcy und Levi.

3. Welchen Durchmesser D erhält eine Rohrleitung, welche bei einem vorhandenen Gefälle von 0,004 Meter per lfd. Meter eine Wassermenge per Secunde von 0,80 Cubikmeter liefern soll?

Nimmt man an, daß die Geschwindigkeit des Wassers bei dem vorhandenen Gefälle circa 1 Meter per Secunde und somit der Durchmesser ungefähr 1,1 Meter werden dürfte, so entspricht dieser Annahme nach Tabelle § 168 der Coefficient $b_1 = 2 \times 0{,}000519 = 0{,}001038$ und es wird dann nach § 171 der Durchmesser der Rohrleitung

$$D = \sqrt[5]{\frac{3{,}241\, b_1\, Q^2}{I}} = \sqrt[5]{\frac{3{,}241 \times 0{,}001038 \times 0{,}80 \times 0{,}80}{0{,}004}} =$$

$$= \sqrt[5]{0{,}54} = 0{,}89 \text{ Meter.}$$

Da nun nach der Tabelle diesem Durchmesser der Coefficient $b_1 = 0{,}000521$ entspricht, der Unterschied zwischen diesem und dem der obigen Rechnung zu Grunde gelegten Coefficienten nicht wesentlich ist, so bleibt die durchgeführte Rechnung richtig, während sie im andern Falle mit dem Coefficienten wiederholt werden müßte, welcher dem durch die Formel erhaltenen Durchmesser im Gegensatze zu dem probeweise angenommenen entspricht.

4. Welches Gefälle per 1 lfd. Meter muß eine Rohrleitung erhalten, welche bei einem Durchmesser von 0,90 Meter eine Wassermenge von 1,4 Cubikmeter Wasser durchfließen lassen soll?

Nach Tabelle § 168 entspricht dem Durchmesser von 0,90 Meter der Coefficient b_1

$$b_1 = 2 \times 0{,}000521 = 0{,}001042$$

und es wird somit nach Formel 4) § 171

$$I = \frac{3{,}241\, b_1}{D^5} Q^2 = \frac{3{,}241 \times 0{,}001042}{0{,}90^5} \times 1{,}4^2 = 0{,}0109 \text{ Meter.}$$

5. Eine Rohrleitung von 580 Meter Länge und 0,50 Meter lichter Weite hat ein Gefälle von 1,3 Meter. Welches Wasserquantum fließt durch dieselbe ab?

Es ist hier zunächst das Gefälle I per lfd. Meter $= \frac{1,3}{580} =$ $= 0,0023$ Meter.

Der Coefficient b_1 ist $2 \times = 0,000532 = 0,001064$ und es ist somit

$$\frac{R}{b_1} = \frac{0,25}{0,001064} = 235.$$

Es wird daher nach Formel 2) § 171 die mittlere Geschwindigkeit U des Wassers in der Rohrleitung

$$U = \sqrt{I \frac{R}{b_1}} = \sqrt{0,0023 \times 235} = 0,734 \text{ Meter per Secunde.}$$

Das in einer Secunde abfließende Wasserquantum Q wird daher

$$Q = 0,7854\, D^2 U = 0,7854 \times 0,50^2 \times 0,734 =$$
$$= 0,1432 \text{ Cubikmeter per Secunde.}$$

6. Durch eine Rohrleitung soll eine Turbine gespeist werden. Die ganze Länge der Leitung beträgt 1000 Meter und das vorhandene Gefälle 7,5 Meter. Davon soll möglichst wenig verloren gehn. Welchen Durchmesser und welches Gefälle muß die Leitung erhalten, wenn dieselbe 2 Cubikmeter Wasser per Secunde der Turbine zuführen soll?

Die gewöhnliche mittlere Geschwindigkeit des Wassers in Rohrleitungen für hydraulische Motoren ist $= 1$ Meter per Secunde. Da nun in unserm Falle der Gefällverlust möglichst klein ausfallen soll, kann man diese Geschwindigkeit nicht so groß und zwar nur $= 0,6$ Meter per Secunde annehmen.

Für diese Geschwindigkeit wird aber der Durchmesser der Rohrleitung:

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi U}} = \sqrt{\frac{4 \times 2}{3,14 \times 0,6}} = 2,11 \text{ Meter.}$$

Dieß ist eine nicht realisirbare Forderung und man nehme daher zwei Leitungen vom halben Querschnitte oder zwei Leitungen für je eine Wassermenge von 1 Cubikmeter an. Es wird dann der erforderliche Durchmesser

$$D = \sqrt{\frac{4}{3,14 \times 0,6}} = \sqrt{2,12} = 1,42 \text{ Meter.}$$

Da für diesen großen Durchmesser der Coefficient b_1 nicht in der Tabelle § 168 enthalten ist, muß derselbe nach Formel 5) § 171 berechnet werden. Dieser Coefficient wird sonach:

$$b_1 = 2 \times 0{,}000507 + \frac{0{,}00000647}{0{,}71} = 2 \times 0{,}000516 = 0{,}001032.$$

Das erforderliche Gefälle per 1 lfd. Meter wird alsdann:

$$I = \frac{b_1}{R} U^2 = \frac{0{,}001032}{0{,}71} \times 0{,}6^2 = 0{,}0005 \text{ Meter.}$$

Der Gefällsverlust auf die ganze Länge der Rohrleitung von 1000 Meter ist daher = 0,5 Meter und es bleibt als nutzbares, auf die Turbine wirkendes Gefälle 7,5 — 0,5 = 7,00 Meter.

Eine gute Turbinen-Anlage entwickelt daher hier eine Nutzleistung von $\frac{0{,}75 \times 2000 \times 7}{75} = 140$ Pferdekräften.

§ 236.

Gefälle, Wassermenge, Geschwindigkeit und Gefällverlust bei Rohrleitungen verschiedener Dimensionen.

Zur ungefähren Schätzung nach den Prony'schen Formeln berechnet. Für die genauere Bestimmung muß die Geschwindigkeit für jeden einzelnen Fall nach Levi § 172 berechnet werden.

Wassermenge in Litern per Secunde	Diameter = 0,05 Meter.		Diameter = 0,06 Meter.		Diameter = 0,08 Meter.	
	Mittl. Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter	Mittl. Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter	Mittl. Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter
	Meter	Meter	Meter	Meter	Meter	Meter
0,01	0,0051	0,000008	0,0035	0,000004	—	—
0,02	0,0102	0,000017	0,0071	0,000009	—	—
0,03	0,0153	0,000028	0,0106	0,000015	—	—
0,04	0,0204	0,000040	0,0141	0,000021	—	—
0,05	0,0255	0,000053	0,0177	0,000028	—	—
0,06	0,0300	0,000068	0,0212	0,000035	—	—
0,07	0,0356	0,000085	0,0248	0,000043	—	—
0,08	0,0407	0,000103	0,0283	0,000051	—	—
0,09	0,0458	0,000122	0,0318	0,000060	—	—
0,10	0,0509	0,000143	0,0354	0,000070	0,0199	0,000024
0,20	0,1019	0,000430	0,0707	0,000198	0,0398	0,000062
0,30	0,1528	0,000862	0,1061	0,000384	0,0597	0,000114

Wassermenge in Litern per Secunde	Diameter = 0,05 Meter.		Diameter = 0,06 Meter.		Diameter = 0,08 Meter.	
	Mittl. Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter	Mittl. Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter	Mittl. Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter
	Meter	Meter	Meter	Meter	Meter	Meter
0,40	0,2037	0,001439	0,1415	0,000628	0,0796	0,000179
0,50	0,2546	0,002160	0,1768	0,000930	0,0995	0,000258
0,60	0,3056	0,003025	0,2122	0,001290	0,1194	0,000352
0,70	0,3565	0,004035	0,2475	0,001709	0,1393	0,000458
0,80	0,4074	0,005190	0,2829	0,002186	0,1592	0,000579
0,90	0,4584	0,006489	0,3183	0,002720	0,1790	0,000713
1,00	0,5093	0,007933	0,3537	0,003313	0,1989	0,000862
1,10	0,5602	0,009521	0,3890	0,003964	0,2188	0,001024
1,20	0,6112	0,011254	0,4244	0,004672	0,2387	0,001199
1,30	0,6621	0,013134	0,4598	0,005439	0,2586	0,001389
1,40	0,7130	0,015153	0,4951	0,006264	0,2785	0,001592
1,50	0,7639	0,017319	0,5305	0,007147	0,2984	0,001809
1,60	0,8149	0,019630	0,5659	0,008088	0,3183	0,002040
1,70	0,8658	0,022085	0,6012	0,009088	0,3382	0,002285
1,80	0,9167	0,024685	0,6367	0,010145	0,3581	0,002543
1,90	0,9677	0,027430	0,6720	0,011260	0,3780	0,002815
2,00	1,0186	0,030318	0,7073	0,012434	0,3979	0,003101
2,10	1,0695	0,033352	0,7427	0,013666	0,4178	0,003401
2,20	1,1204	0,036530	0,7781	0,014955	0,4377	0,003715
2,30	1,1714	0,039853	0,8135	0,016303	0,4576	0,004042
2,40	1,2223	0,043320	0,8488	0,017709	0,4775	0,004383
2,50	1,2732	0,046931	0,8842	0,019173	0,4974	0,004738
2,60	1,3242	0,050687	0,9196	0,020695	0,5173	0,005107
2,70	1,3751	0,054588	0,9549	0,022275	0,5371	0,005490
2,80	1,4260	0,058633	0,9903	0,023913	0,5570	0,005886
2,90	1,4770	0,062823	1,0257	0,025609	0,5769	0,006296
3,00	1,5279	0,067158	1,0610	0,027364	0,5968	0,006720
3,10	1,5788	0,071637	1,0964	0,029176	0,6167	0,007157
3,20	1,6297	0,076260	1,1318	0,031047	0,6366	0,007609
3,30	1,6807	0,081028	1,1671	0,032975	0,6565	0,008074
3,40	1,7316	0,085940	1,2025	0,034962	0,6764	0,008553

Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter	Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter
Durchmesser der Rohrleitung = 0,08 Meter.					
	Meter	Meter		Meter	Meter
3,5	0,6963	0,009046	6,8	1,3528	0,033040
3,6	0,7162	0,009552	7,0	1,3926	0,034976
3,7	0,7361	0,010073	7,2	1,4324	0,036968
3,8	0,7560	0,010607	7,4	1,4722	0,039015
3,9	0,7759	0,011155	7,6	1,5120	0,041117
4,0	0,7958	0,011716	7,8	1,5518	0,043274
4,1	0,8157	0,012292	8,0	1,5916	0,045486
4,2	0,8356	0,012881	8,2	1,6313	0,047753
4,3	0,8555	0,013484	8,4	1,6711	0,050076
4,4	0,8754	0,014101	8,6	1,7109	0,052454
4,5	0,8952	0,014732	8,8	1,7507	0,054887
4,6	0,9151	0,015376	9,0	1,7905	0,057375
4,7	0,9350	0,016034	9,2	1,8303	0,059918
4,8	0,9549	0,016706	9,4	1,8701	0,062516
4,9	0,9748	0,017392	9,6	1,9099	0,065169
5,0	0,9947	0,018091	9,8	1,9497	0,067887
5,2	1,0345	0,019532	10,0	1,9894	0,070642
5,4	1,0743	0,021027	11,0	2,1884	0,085287
5,6	1,1141	0,022578	12,0	2,3873	0,101310
5,8	1,1539	0,024184	13,0	2,5863	0,118712
6,0	1,1937	0,025845	14,0	2,7852	0,137492
6,2	1,2334	0,027561	15,0	2,9842	0,157650
6,4	1,2732	0,029332	16,0	2,9842	0,157650
6,6	1,3130	0,031158	17,0	2,9842	0,157650
Durchmesser der Rohrleitung = 0,10 Meter.					
0,1	0,0127	0,000011	1,4	0,1783	0,000566
0,2	0,0255	0,000027	1,5	0,1910	0,000641
0,3	0,0382	0,000047	1,6	0,2037	0,000719
0,4	0,0509	0,000071	1,7	0,2164	0,000803
0,5	0,0637	0,000101	1,8	0,2292	0,000891
0,6	0,0764	0,000134	1,9	0,2419	0,000983
0,7	0,0891	0,000172	2,0	0,2546	0,001080
0,8	0,1019	0,000215	2,1	0,2674	0,001181
0,9	0,1146	0,000262	2,2	0,2801	0,001287
1,0	0,1273	0,000314	2,3	0,2928	0,001398
1,1	0,1401	0,000370	2,4	0,3056	0,001513
1,2	0,1528	0,000431	2,5	0,3183	0,001632
1,3	0,1655	0,000496	2,6	0,3310	0,001756

Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter	Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter
	Meter	Meter		Meter	Meter
2,7	0,3438	0,001885	6,6	0,8403	0,010420
2,8	0,3565	0,002018	6,8	0,8658	0,011043
2,9	0,3692	0,002155	7,0	0,8913	0,011684
3,0	0,3820	0,002297	7,2	0,9167	0,012343
3,1	0,3947	0,002444	7,4	0,9422	0,013020
3,2	0,4074	0,002595	7,6	0,9677	0,013715
3,3	0,4202	0,002750	7,8	0,9931	0,014428
3,4	0,4329	0,002911	8,0	1,0186	0,015160
3,5	0,4456	0,003075	8,2	1,0440	0,015909
3,6	0,4584	0,003244	8,4	1,0695	0,016676
3,7	0,4711	0,003418	8,6	1,0950	0,017462
3,8	0,4838	0,003596	8,8	1,1204	0,018265
3,9	0,4966	0,003779	9,0	1,1459	0,019087
4,0	0,5093	0,003966	9,2	1,1714	0,019926
4,1	0,5220	0,004158	9,4	1,1968	0,020784
4,2	0,5348	0,004354	9,6	1,2223	0,021660
4,3	0,5475	0,004555	9,8	1,2478	0,022554
4,4	0,5602	0,004760	10,0	1,2732	0,023466
4,5	0,5730	0,004970	11,0	1,4006	0,028296
4,6	0,5857	0,005184	12,0	1,5279	0,033579
4,7	0,5984	0,005403	13,0	1,6552	0,039313
4,8	0,6112	0,005627	14,0	1,7825	0,045499
4,9	0,6239	0,005855	15,0	1,9098	0,052136
5,0	0,6366	0,006087	16,0	2,0372	0,059225
5,2	0,6621	0,006565	17,0	2,1645	0,066766
5,4	0,6875	0,007062	18,0	2,2918	0,074758
5,6	0,7130	0,007576	19,0	2,4192	0,083202
5,8	0,7385	0,008109	20,0	2,5465	0,092098
6,0	0,7639	0,008660	21,0	2,6738	0,101445
6,2	0,7894	0,009228	22,0	2,8011	0,111244
6,4	0,8149	0,009815	23,0	2,9284	0,121495
		Durchmesser der Rohrleitung = 0,15 Meter.			
1,8	0,1019	0,000143	2,6	0,1471	0,000269
1,9	0,1075	0,000157	2,7	0,1528	0,000287
2,0	0,1132	0,000171	2,8	0,1584	0,000306
2,1	0,1188	0,000186	2,9	0,1641	0,000326
2,2	0,1245	0,000201	3,0	0,1698	0,000346
2,3	0,1302	0,000217	3,1	0,1754	0,000367
2,4	0,1358	0,000234	3,2	0,1811	0,000388
2,5	0,1414	0,000251	3,3	0,1867	0,000410

Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter	Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter.
	Meter	Meter		Meter	Meter
3,4	0,1924	0,000433	11	0,6225	0,003886
3,5	0,1981	0,000456	12	0,6791	0,004596
3,6	0,2037	0,000480	13	0,7356	0,005366
3,7	0,2094	0,000504	14	0,7922	0,006195
3,8	0,2150	0,000529	15	0,8488	0,007084
3,9	0,2207	0,000554	16	0,9054	0,008032
4,0	0,2264	0,000580	17	0,9620	0,009039
4,1	0,2320	0,000607	18	1,0186	0,01016
4,2	0,2377	0,000634	19	1,0752	0,012233
4,3	0,2433	0,000662	20	1,1318	0,012419
4,4	0,2490	0,000691	21	1,1884	0,013664
4,5	0,2546	0,000720	22	1,2449	0,014969
4,6	0,2603	0,000750	23	1,3015	0,016333
4,7	0,2660	0,000780	24	1,3581	0,017757
4,8	0,2716	0,000811	25	1,4147	0,019241
4,9	0,2773	0,000842	26	1,4713	0,020783
5,0	0,2829	0,000874	27	1,5279	0,022386
5,2	0,2943	0,000940	28	1,5845	0,024047
5,4	0,3056	0,001008	29	1,6411	0,025769
5,6	0,3169	0,001079	30	1,6977	0,027549
5,8	0,3282	0,001152	31	1,7542	0,029390
6,0	0,3395	0,001228	32	1,8108	0,031289
6,2	0,3508	0,001305	33	1,8674	0,033249
6,4	0,3622	0,001385	34	1,9240	0,035267
6,6	0,3735	0,001468	35	1,9806	0,037345
6,8	0,3848	0,001553	36	2,0372	0,039483
7,0	0,3961	0,001640	37	2,0938	0,041680
7,2	0,4074	0,001730	38	2,1504	0,043937
7,4	0,4188	0,001822	39	2,2070	0,046253
7,6	0,4301	0,001916	40	2,2635	0,048628
7,8	0,4414	0,002013	41	2,3201	0,051063
8,0	0,4527	0,002113	42	2,3767	0,053558
8,2	0,4640	0,002214	43	2,4333	0,056112
8,4	0,4753	0,002318	44	2,4899	0,058725
8,6	0,4867	0,002424	45	2,5465	0,061398
8,8	0,4980	0,002533	46	2,6031	0,064130
9,0	0,5093	0,002644	47	2,6597	0,066922
9,2	0,5206	0,002758	48	2,7162	0,069774
9,4	0,5319	0,002874	49	2,7728	0,072684
9,6	0,5432	0,002992	50	2,8294	0,075755
9,8	0,5546	0,003112	51	2,8860	0,078684
10,0	0,5659	0,003235			

Wasser-menge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindig-keit	Gefällverlust per lfd. Meter	Wasser-menge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindig-keit	Gefällverlust per lfd. Meter
Durchmesser der Rohrleitung = 0,20 Meter.					
	Meter	Meter		Meter	Meter
3,2	0,1019	0,000108	9,4	0,2992	0,000727
3,3	0,1050	0,000113	9,6	0,3056	0,000756
3,4	0,1082	0,000119	9,8	0,3119	0,000786
3,5	0,1114	0,000125	10	0,3183	0,000816
3,6	0,1146	0,000131	11	0,3501	0,000975
3,7	0,1178	0,000137	12	0,3820	0,001149
3,8	0,1210	0,000144	13	0,4138	0,001336
3,9	0,1241	0,000150	14	0,4456	0,001538
4,0	0,1273	0,000157	15	0,4775	0,001753
4,1	0,1305	0,000164	16	0,5093	0,001983
4,2	0,1337	0,000171	17	0,5411	0,002227
4,3	0,1369	0,000178	18	0,5730	0,002485
4,4	0,1401	0,000185	19	0,6048	0,002757
4,5	0,1432	0,000193	20	0,6366	0,003044
4,6	0,1464	0,000200	21	0,6684	0,003344
4,7	0,1496	0,000208	22	0,7003	0,003658
4,8	0,1528	0,000216	23	0,7321	0,003987
4,9	0,1560	0,000224	24	0,7639	0,004330
5,0	0,1592	0,000232	25	0,7958	0,004687
5,2	0,1655	0,000248	26	0,8276	0,005058
5,4	0,1719	0,000265	27	0,8594	0,005443
5,6	0,1783	0,000283	28	0,8913	0,005852
5,8	0,1846	0,000301	29	0,9231	0,006255
6,0	0,1910	0,000320	30	0,9549	0,006682
6,2	0,1974	0,000340	31	0,9868	0,007124
6,4	0,2037	0,000360	32	1,0186	0,007580
6,6	0,2100	0,000380	33	1,0504	0,008049
6,8	0,2165	0,000401	34	1,0822	0,008533
7,0	0,2228	0,000423	35	1,1141	0,009031
7,2	0,2291	0,000445	36	1,1459	0,009543
7,4	0,2355	0,000468	37	1,1777	0,010069
7,6	0,2419	0,000491	38	1,2096	0,010610
7,8	0,2483	0,000515	39	1,2414	0,011164
8,0	0,2546	0,000540	40	1,2732	0,011733
8,2	0,2610	0,000565	41	1,3051	0,012315
8,4	0,2674	0,000591	42	1,3369	0,012912
8,6	0,2737	0,000617	43	1,3687	0,013523
8,8	0,2801	0,000644	44	1,4006	0,014148
9,0	0,2865	0,000671	45	1,4324	0,014787
9,2	0,2928	0,000699	46	1,4642	0,015440

Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter	Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter
	Meter	Meter		Meter	Meter
47	1,4961	0,016108	73	2,3237	0,038413
48	1,5279	0,016789	74	2,3555	0,039462
49	1,5597	0,017485	75	2,3873	0,040524
50	1,5916	0,018195	76	2,4192	0,041601
51	1,6234	0,018918	77	2,4510	0,042692
52	1,6552	0,019656	78	2,4828	0,043796
53	1,6870	0,020408	79	2,5146	0,044915
54	1,7189	0,021175	80	2,5465	0,046049
55	1,7507	0,021955	81	2,5783	0,047196
56	1,8825	0,022749	82	2,6101	0,048357
57	1,8144	0,023558	83	2,6420	0,049533
58	1,8462	0,024380	84	2,6738	0,050722
59	1,8780	0,025217	85	2,7056	0,051926
60	1,9099	0,026068	86	2,7375	0,053144
61	1,9417	0,026933	87	2,7693	0,054376
62	1,9735	0,027812	88	2,8011	0,055622
63	2,0054	0,028705	89	2,8330	0,056882
64	2,0372	0,029612	90	2,8648	0,058156
65	2,0690	0,030534	91	2,8966	0,059444
66	2,1008	0,031469	92	2,9284	0,060747
67	2,1327	0,032419	93	2,9603	0,062064
68	2,1645	0,033383	94	2,9921	0,063394
69	2,1963	0,034360	95	2,9921	0,063394
70	2,2282	0,035352	96	2,9921	0,063394
71	2,2600	0,036359	97	2,9921	0,063394
72	2,2918	0,037379	98	2,9921	0,063394
	Durchmesser der Rohrleitung = 0,25 Meter.				
5,0	0,1086	0,000086	7,6	0,1548	0,000176
5,2	0,1059	0,000092	7,8	0,1589	0,000185
5,4	0,1100	0,000098	8,0	0,1630	0,000193
5,6	0,1141	0,000104	8,2	0,1671	0,000202
5,8	0,1182	0,000111	8,4	0,1711	0,000210
6,0	0,1222	0,000117	8,6	0,1752	0,000219
6,2	0,1263	0,000124	8,8	0,1793	0,000229
6,4	0,1304	0,000131	9,0	0,1833	0,000238
6,6	0,1345	0,000138	9,2	0,1874	0,000247
6,8	0,1385	0,000145	9,4	0,1915	0,000257
7,0	0,1426	0,000153	9,6	0,1956	0,000267
7,2	0,1467	0,000160	9,8	0,1996	0,000277
7,4	0,1508	0,000168	10,0	0,2037	0,000288

Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter	Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter
	Meter	Meter		Meter	Meter
11	0,2241	0,000342	52	1,0593	0,006547
12	0,2445	0,000401	53	1,0797	0,006795
13	0,2648	0,000464	54	1,1001	0,007048
14	0,2852	0,000532	55	1,1204	0,007306
15	0,3056	0,000605	56	1,1612	0,007568
16	0,3259	0,000682	57	1,1816	0,007835
17	0,3463	0,000764	58	1,2019	0,008107
18	0,3667	0,000851	59	1,2191	0,008383
19	0,3871	0,000942	60	1,2223	0,008664
20	0,4074	0,001038	61	1,2427	0,008949
21	0,4278	0,001138	62	1,2631	0,009239
22	0,4482	0,001243	63	1,2834	0,009534
23	0,4686	0,001353	64	1,3038	0,009834
24	0,4889	0,001468	65	1,3242	0,010137
25	0,5093	0,001587	66	1,3445	0,010446
26	0,5297	0,001710	67	1,3649	0,010759
27	0,5500	0,001838	68	1,3653	0,011077
28	0,5704	0,001971	69	1,4056	0,011400
29	0,5908	0,002109	70	1,4262	0,011727
30	0,6112	0,002251	71	1,4464	0,012058
31	0,6315	0,002397	72	1,4668	0,012395
32	0,6519	0,002549	73	1,4871	0,012736
33	0,6723	0,002705	74	1,5075	0,013081
34	0,6926	0,002865	75	1,5279	0,013431
35	0,7130	0,003031	76	1,5483	0,013786
36	0,7334	0,003200	77	1,5686	0,014146
37	0,7538	0,003375	78	1,5890	0,014410
38	0,7741	0,003554	79	1,6094	0,014879
39	0,7945	0,003738	80	1,6297	0,015252
40	0,8149	0,003926	81	1,6501	0,015630
41	0,8352	0,004119	82	1,6705	0,016012
42	0,8556	0,004317	83	1,6909	0,016400
43	0,8760	0,004519	84	1,7112	0,016791
44	0,8963	0,004726	85	1,7316	0,017188
45	0,9167	0,004937	86	1,7520	0,017589
46	0,9371	0,005153	87	1,7723	0,017995
47	0,9575	0,005374	88	1,7927	0,018305
48	0,9778	0,005599	89	1,8131	0,018820
49	0,9982	0,005829	90	1,8335	0,019240
50	1,0186	0,006064	91	1,8538	0,019664
51	1,0390	0,006303	92	1,8742	0,020093

Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter	Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter
	Meter	Meter		Meter	Meter
93	1,8946	0,020526	110	2,2409	0,028603
94	1,9150	0,020964	115	2,3428	0,031232
95	1,9353	0,021407	120	2,4446	0,033978
96	1,9597	0,021854	125	2,5461	0,036839
97	1,9761	0,022306	130	2,6483	0,039816
98	1,9964	0,022763	135	2,7502	0,042908
99	2,0168	0,023224	140	2,8520	0,046116
100	2,0372	0,023690	145	2,9539	0,049439
105	2,1390	0,026088	150	3,0558	0,052879
		Durchmesser der Rohrleitung = 0,30 Meter.			
7,0	0,0990	0,000068	25	0,3537	0,000663
7,2	0,1019	0,000072	26	0,3678	0,000713
7,4	0,1047	0,000075	27	0,3820	0,000766
7,6	0,1075	0,000079	28	0,3961	0,000820
7,8	0,1103	0,000082	29	0,4003	0,000876
8,0	0,1132	0,000086	30	0,4244	0,000934
8,2	0,1160	0,000089	31	0,4386	0,000994
8,4	0,1188	0,000093	32	0,4527	0,001056
8,6	0,1217	0,000097	33	0,4669	0,001120
8,8	0,1245	0,000101	34	0,4810	0,001185
9,0	0,1273	0,000105	35	0,4951	0,001253
9,2	0,1302	0,000109	36	0,5093	0,001322
9,4	0,1330	0,000113	37	0,5234	0,001393
9,6	0,1358	0,000117	38	0,5376	0,001466
9,8	0,1386	0,000121	39	0,5517	0,001541
10	0,1415	0,000126	40	0,5569	0,001618
11	0,1556	0,000148	41	0,5800	0,001696
12	0,1698	0,000173	42	0,5942	0,001777
13	0,1839	0,000200	43	0,6083	0,001859
14	0,1981	0,000228	44	0,6225	0,001943
15	0,2122	0,000258	45	0,6366	0,002029
16	0,2264	0,000290	46	0,6508	0,002117
17	0,2405	0,000324	47	0,6649	0,002207
18	0,2546	0,000360	48	0,6791	0,002298
19	0,2688	0,000398	49	0,6932	0,002392
20	0,2829	0,000437	50	0,7074	0,002487
21	0,2971	0,000478	51	0,7215	0,002584
22	0,3112	0,000522	52	0,7356	0,002683
23	0,3254	0,000567	53	0,7498	0,002784
24	0,3395	0,000614	54	0,7639	0,002887

Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter	Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter
	Meter	Meter		Meter	Meter
55	0,7781	0,002991	90	1,2732	0,007822
56	0,7922	0,003098	91	1,2874	0,007993
57	0,8064	0,00320	92	1,3015	0,008167
58	0,8205	0,003316	93	1,3157	0,008342
59	0,8347	0,003428	94	1,3298	0,008519
60	0,8488	0,003542	95	1,3440	0,008698
61	0,8630	0,003658	96	1,3581	0,008879
62	0,8771	0,003775	97	1,3723	0,009061
63	0,8913	0,003895	98	1,3864	0,009246
64	0,9054	0,004016	99	1,4006	0,009432
65	0,9196	0,004139	100	1,4147	0,009620
66	0,9337	0,004264	105	1,4854	0,010589
67	0,9478	0,004391	110	1,5562	0,011605
68	0,9620	0,004520	115	1,6269	0,012666
69	0,9761	0,004650	120	1,6977	0,013775
70	0,9903	0,004783	125	1,7684	0,014930
71	1,0044	0,004917	130	1,8391	0,016131
72	1,0186	0,005053	135	1,9091	0,017379
73	1,0327	0,005191	140	1,9806	0,018673
74	1,0469	0,005331	145	2,0513	0,020013
75	1,0610	0,005473	150	2,1221	0,021401
76	1,0752	0,005616	155	2,1928	0,022834
77	1,0893	0,005762	160	2,2635	0,024314
78	1,1035	0,005909	165	2,3343	0,025841
79	1,1176	0,006058	170	2,4050	0,027414
80	1,1318	0,006209	175	2,4757	0,029033
81	1,1459	0,006362	180	2,5465	0,030699
82	1,1601	0,006517	185	2,6172	0,032412
83	1,1742	0,006674	190	2,6879	0,034170
84	1,1884	0,006832	195	2,7587	0,035976
85	1,2025	0,006992	200	2,8294	0,037827
86	1,2167	0,007155	205	2,9002	0,039726
87	1,2308	0,007319	210	2,9709	0,041670
88	1,2449	0,007485	215	3,0416	0,043662
89	1,2591	0,007652			
	Durchmesser der Rohrleitung = 0,35 Meter.				
9,8	0,1019	0,000061	13	1,1351	0,000099
10	0,1039	0,000064	14	1,1455	0,000113
11	0,1143	0,000075	15	1,1559	0,000128
12	0,1247	0,000087	16	1,1663	0,000143

Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter	Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter
	Meter	Meter		Meter	Meter
17	0,1767	0,000159	58	0,6028	0,001566
18	0,1871	0,000176	59	0,6132	0,001618
19	0,1975	0,000194	60	0,6236	0,001671
20	0,2079	0,000213	61	0,6340	0,001725
21	0,2183	0,000233	62	0,6444	0,001780
22	0,2287	0,000253	63	0,6548	0,001836
23	0,2391	0,000275	64	0,6652	0,001893
24	0,2495	0,000297	65	0,6756	0,001950
25	0,2598	0,000320	66	0,6860	0,002009
26	0,2702	0,000344	67	0,6964	0,002068
27	0,2806	0,000369	68	0,7068	0,002128
28	0,2910	0,000395	69	0,7172	0,002189
29	0,3014	0,000421	70	0,7276	0,002251
30	0,3118	0,000449	71	0,7380	0,002314
31	0,3222	0,000477	72	0,7484	0,002377
32	0,3326	0,000506	73	0,7587	0,002442
33	0,3430	0,000536	74	0,7691	0,002507
34	0,3534	0,000567	75	0,7795	0,002573
35	0,3637	0,000599	76	0,7899	0,002640
36	0,3742	0,000631	77	0,8003	0,002708
37	0,3846	0,000665	78	0,8107	0,002776
38	0,3950	0,000699	79	0,8211	0,002846
39	0,4054	0,000734	80	0,8315	0,002917
40	0,4158	0,000770	81	0,8419	0,002988
41	0,4261	0,000807	82	0,8523	0,003060
42	0,4365	0,000845	83	0,8626	0,003133
43	0,4469	0,000884	84	0,8731	0,003207
44	0,4573	0,000923	85	0,8835	0,003282
45	0,4677	0,000963	86	0,8939	0,003357
46	0,4781	0,001005	87	0,9043	0,003434
47	0,4885	0,001047	88	0,9147	0,003511
48	0,4989	0,001089	89	0,9250	0,003589
49	0,5093	0,001133	90	0,9354	0,003668
50	0,5197	0,001178	91	0,9458	0,003748
51	0,5301	0,001223	92	0,9562	0,003829
52	0,5405	0,001270	93	0,9666	0,003910
53	0,5509	0,001317	94	0,9770	0,003993
54	0,5613	0,001365	95	0,9874	0,004076
55	0,5717	0,001414	96	0,9978	0,004160
56	0,5821	0,001464	97	1,0082	0,004245
57	0,5924	0,001514	98	1,0186	0,004331

Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter	Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter
	Meter	Meter		Meter	Meter
99	1,0200	0,004418	195	2,0268	0,016751
100	1,0394	0,004506	200	2,0788	0,017611
105	1,0913	0,004957	205	2,1307	0,018492
110	1,1433	0,005429	210	2,1827	0,019394
115	1,1953	0,005923	215	2,2347	0,020318
120	1,2473	0,006439	220	2,2866	0,021264
125	1,2992	0,006976	225	2,3386	0,022231
130	1,3512	0,007534	230	2,3906	0,023219
135	1,4032	0,008114	235	2,4425	0,024229
140	1,4551	0,008716	240	2,4945	0,025200
145	1,5071	0,009339	245	2,5465	0,026313
150	1,5591	0,009983	250	2,5984	0,027388
155	1,6110	0,010649	255	2,6504	0,028484
160	1,6630	0,011337	260	2,7024	0,029601
165	1,7150	0,012046	265	2,7544	0,030740
170	1,7669	0,012776	270	2,8063	0,031901
175	1,8189	0,013528	275	2,8583	0,033083
180	1,8709	0,014302	280	2,9103	0,034286
185	1,9229	0,015097	285	2,9622	0,035511
190	1,9748	0,015913			
	Durchmesser der Rohrleitung = 0,40 Meter.				
12	0,0955	0,000048	31	0,2467	0,000255
13	0,1035	0,000055	32	0,2546	0,000270
14	0,1114	0,000063	33	0,2626	0,000286
15	0,1194	0,000070	34	0,2706	0,000302
16	0,1273	0,000079	35	0,2785	0,000318
17	0,1353	0,000087	36	0,2865	0,000336
18	0,1432	0,000096	37	0,2944	0,000353
19	0,1512	0,000106	38	0,3024	0,000371
20	0,1592	0,000115	39	0,3104	0,000389
21	0,1671	0,000126	40	0,3183	0,000408
22	0,1751	0,000137	41	0,3263	0,000427
23	0,1830	0,000148	42	0,3342	0,000447
24	0,1910	0,000160	43	0,3422	0,000467
25	0,1959	0,000172	44	0,3501	0,000488
26	0,2069	0,000185	45	0,3581	0,000509
27	0,2149	0,000198	46	0,3661	0,000530
28	0,2228	0,000212	47	0,3740	0,000552
29	0,2308	0,000225	48	0,3820	0,000574
30	0,2387	0,000240	49	0,3899	0,000597

Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter	Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter
	Meter	Meter		Meter	Meter
50	0,3979	0,000620	91	0,7242	0,001952
51	0,4058	0,000644	92	0,7321	0,001993
52	0,4138	0,000668	93	0,7401	0,002036
53	0,4218	0,000693	94	0,7480	0,002078
54	0,4297	0,000718	95	0,7560	0,002121
55	0,4377	0,000743	96	0,7639	0,002165
56	0,4456	0,000769	97	0,7719	0,002209
57	0,4536	0,000795	98	0,7799	0,002253
58	0,4615	0,000822	99	0,7878	0,002298
59	0,4695	0,000849	100	0,7958	0,002343
60	0,4775	0,000877	105	0,8356	0,002576
61	0,4854	0,000905	110	0,8754	0,002820
62	0,4934	0,000933	115	0,9151	0,003075
63	0,5013	0,000962	120	0,9549	0,003341
64	0,5093	0,000992	125	0,9947	0,003618
65	0,5173	0,001021	130	1,0345	0,003906
66	0,5252	0,001052	135	1,0743	0,004205
67	0,5332	0,001082	140	1,1141	0,004516
68	0,5411	0,001113	145	1,1539	0,004837
69	0,5491	0,001145	150	1,1937	0,005169
70	0,5570	0,001177	155	1,2335	0,005512
71	0,5650	0,001210	160	1,2732	0,005866
72	0,5730	0,001242	165	1,3130	0,006232
73	0,5809	0,001276	170	1,3528	0,006608
74	0,5889	0,001310	175	1,3926	0,006995
75	0,5968	0,001344	180	1,4324	0,007394
76	0,6048	0,001379	185	1,4722	0,007803
77	0,6127	0,001414	190	1,5120	0,008223
78	0,6207	0,001449	195	1,5518	0,008655
79	0,6287	0,001485	200	1,5916	0,009097
80	0,6366	0,001522	205	1,6313	0,009551
81	0,6445	0,001559	210	1,6711	0,010015
82	0,6525	0,001596	215	1,7109	0,010491
83	0,6605	0,001634	220	1,7507	0,010977
84	0,6684	0,001672	225	1,7905	0,011475
85	0,6764	0,001711	230	1,8303	0,011984
86	0,6844	0,001750	235	1,8701	0,012503
87	0,6923	0,001789	240	1,9099	0,013034
88	0,7003	0,001829	245	1,9496	0,013576
89	0,7082	0,001870	250	1,9894	0,014128
90	0,7162	0,001910	255	2,0292	0,014692

Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter	Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter
	Meter	Meter		Meter	Meter
260	2,0690	0,015267	320	2,5465	0,023024
265	2,1088	0,015853	325	2,5863	0,023743
270	2,1486	0,016450	330	2,6261	0,024472
275	2,1884	0,017057	335	2,6658	0,025212
280	2,2284	0,017676	340	2,7056	0,02563
285	2,2680	0,018306	345	2,7454	0,026275
290	2,3077	0,018947	350	2,7852	0,027499
295	2,3475	0,019599	355	2,8250	0,028283
300	2,3873	0,020262	360	2,8648	0,029078
305	2,4271	0,020936	365	2,9046	0,029885
310	2,4669	0,021621	370	2,9444	0,030702
315	2,5067	0,022317	375	2,9842	0,031530
		Durchmesser der Rohrleitung = 0,45 Meter.			
16	0,1066	0,000047	43	0,2704	0,000268
17	0,1069	0,000052	44	0,2767	0,000280
18	0,1132	0,000057	45	0,2829	0,000291
19	0,1195	0,000063	46	0,2892	0,000304
20	0,1257	0,000068	47	0,2955	0,000316
21	0,1320	0,000074	48	0,3018	0,000329
22	0,1383	0,000080	49	0,3081	0,000341
23	0,1446	0,000087	50	0,3144	0,000354
24	0,1509	0,000094	51	0,3207	0,000368
25	0,1572	0,000101	52	0,3270	0,000381
26	0,1635	0,000108	53	0,3332	0,000395
27	0,1698	0,000115	54	0,3395	0,000409
28	0,1761	0,000123	55	0,3458	0,000424
29	0,1823	0,000131	56	0,3521	0,000438
30	0,1886	0,000139	57	0,3584	0,000453
31	0,1949	0,000148	58	0,3647	0,000468
32	0,2012	0,000156	59	0,3710	0,000483
33	0,2075	0,000165	60	0,3773	0,000499
34	0,2138	0,000174	61	0,3835	0,000515
35	0,2201	0,000184	62	0,3898	0,000531
36	0,2264	0,000194	63	0,3961	0,000547
37	0,2326	0,000203	64	0,4024	0,000563
38	0,2389	0,000214	65	0,4087	0,000580
39	0,2452	0,000224	66	0,4150	0,000597
40	0,2515	0,000235	67	0,4213	0,000614
41	0,2578	0,000245	68	0,4276	0,000632
42	0,2641	0,000257	69	0,4338	0,000650

Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter	Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter
	Meter	Meter		Meter	Meter
70	0,4401	0,000668	155	0,9746	0,003091
71	0,4464	0,000686	160	1,0060	0,003289
72	0,4527	0,000704	165	1,0374	0,003492
73	0,4590	0,000723	170	1,0689	0,003702
74	0,4653	0,000742	175	1,1003	0,003918
75	0,4716	0,000761	180	1,1318	0,004140
76	0,4778	0,000781	185	1,1632	0,004369
77	0,4841	0,000800	190	1,1947	0,004603
78	0,4904	0,000820	195	1,2261	0,004844
79	0,4967	0,000840	200	1,2575	0,005090
80	0,5030	0,000861	205	1,2890	0,005343
81	0,5093	0,000882	210	1,3204	0,005602
82	0,5156	0,000903	215	1,3518	0,005867
83	0,5219	0,000924	220	1,3833	0,006138
84	0,5282	0,000945	225	1,4147	0,006415
85	0,5344	0,000967	230	1,4462	0,006698
86	0,5407	0,000989	235	1,4776	0,006988
87	0,5470	0,001011	240	1,5090	0,007283
88	0,5533	0,001033	245	1,5405	0,007585
89	0,5596	0,001056	250	1,5718	0,007893
90	0,5659	0,001079	255	1,6033	0,008207
91	0,5722	0,001102	260	1,6348	0,008527
92	0,5785	0,001125	265	1,6662	0,008853
93	0,5847	0,001149	270	1,6977	0,009145
94	0,5940	0,001173	275	1,7291	0,009524
95	0,5973	0,001197	280	1,7605	0,009868
96	0,6036	0,001221	285	1,7920	0,010219
97	0,6099	0,001246	290	1,8234	0,010576
98	0,6162	0,001271	295	1,8549	0,010939
99	0,6225	0,001296	300	1,8863	0,011308
100	0,6288	0,001321	305	1,9177	0,011683
105	0,6602	0,001451	310	1,9492	0,012064
110	0,6916	0,001588	315	1,9806	0,012451
115	0,7231	0,001730	320	2,0120	0,012845
120	0,7545	0,001879	325	2,0435	0,013244
125	0,7860	0,002034	330	2,0749	0,013650
130	0,8174	0,002195	335	2,1064	0,014062
135	0,8488	0,002362	340	2,1378	0,014480
140	0,8803	0,002533	345	2,1692	0,014904
145	0,9117	0,002714	350	2,2007	0,015334
150	0,9431	0,002900	355	2,2321	0,015771

Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter	Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter
	Meter	Meter		Meter	Meter
360	2,2635	0,016213	425	2,6722	0,022522
365	2,2950	0,016662	430	2,7037	0,023050
370	2,3264	0,017116	435	2,7351	0,023584
375	2,3579	0,017577	440	2,7666	0,024125
380	2,3893	0,018044	445	2,7980	0,024671
385	2,4207	0,018517	450	2,8294	0,025224
390	2,4522	0,018996	455	2,8609	0,025783
395	2,4836	0,019482	460	2,8923	0,026348
400	2,5150	0,019973	465	2,9237	0,026919
405	2,5465	0,020471	470	2,9552	0,027496
410	2,5779	0,020974	475	2,9866	0,028079
415	2,6094	0,021484	480	3,0181	0,028668
420	2,6408	0,022000	485		
		Durchmesser der Rohrleitung = 0,50 Meter.			
19	0,0968	0,000039	45	0,2292	0,000178
20	0,1019	0,000043	46	0,2343	0,000185
21	0,1070	0,000047	47	0,2394	0,000193
22	0,1120	0,000051	48	0,2445	0,000200
23	0,1171	0,000054	49	0,2496	0,000208
24	0,1222	0,000059	50	0,2546	0,000216
25	0,1273	0,000063	51	0,2597	0,000224
26	0,1324	0,000067	52	0,2648	0,000232
27	0,1375	0,000072	53	0,2699	0,000240
28	0,1426	0,000076	54	0,2750	0,000249
29	0,1477	0,000081	55	0,2801	0,000257
30	0,1528	0,000086	56	0,2852	0,000266
31	0,1579	0,000091	57	0,2903	0,000275
32	0,1630	0,000097	58	0,2954	0,000284
33	0,1681	0,000102	59	0,3005	0,000293
34	0,1732	0,000108	60	0,3056	0,000303
35	0,1783	0,000113	61	0,3107	0,000312
36	0,1833	0,000119	62	0,3158	0,000322
37	0,1884	0,000125	63	0,3209	0,000331
38	0,1935	0,000131	64	0,3259	0,000341
39	0,1986	0,000137	65	0,3310	0,000351
40	0,2037	0,000144	66	0,3361	0,000361
41	0,2088	0,000150	67	0,3412	0,000372
42	0,2139	0,000157	68	0,3463	0,000382
43	0,2190	0,000164	69	0,3514	0,000393
44	0,2241	0,000171	70	0,3565	0,000404

Waſſermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geſchwindigkeit	Gefällverluſt per lfd. Meter	Waſſermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geſchwindigkeit	Gefällverluſt per lfd. Meter
	Meter	Meter		Meter	Meter
71	0,3616	0,000414	160	0,8149	0,001963
72	0,3667	0,000425	165	0,8403	0,002084
73	0,3718	0,000437	170	0,8658	0,002208
74	0,3769	0,000448	175	0,8913	0,002337
75	0,3820	0,000459	180	0,9167	0,002468
76	0,3871	0,000471	185	0,9422	0,002604
77	0,3922	0,000483	190	0,9677	0,002743
78	0,3973	0,000495	195	0,9931	0,002886
79	0,4023	0,000507	200	1,0186	0,003032
80	0,4074	0,000519	205	1,0441	0,003282
81	0,4125	0,000531	210	1,0695	0,003335
82	0,4176	0,000544	215	1,0950	0,003492
83	0,4227	0,000556	220	1,1204	0,003653
84	0,4278	0,000569	225	1,1459	0,003817
85	0,4329	0,000582	230	1,1714	0,003985
86	0,4380	0,000595	235	1,1969	0,004157
87	0,4431	0,000608	240	1,2223	0,004332
88	0,4482	0,000622	245	1,2478	0,004511
89	0,4533	0,000635	250	1,2732	0,004693
90	0,4584	0,000649	255	1,2987	0,004879
91	0,4635	0,000663	260	1,3242	0,005069
92	0,4686	0,000677	265	1,3496	0,005262
93	0,4736	0,000691	270	1,3751	0,005459
94	0,4787	0,000705	275	1,4056	0,005659
95	0,4838	0,000719	280	1,4260	0,005863
96	0,4889	0,000734	285	1,4515	0,006071
97	0,4940	0,000748	290	1,4470	0,006282
98	0,4991	0,000763	295	1,5024	0,006497
99	0,5042	0,000778	300	1,5279	0,006716
100	0,5093	0,000793	305	1,5534	0,006938
105	0,5348	0,000871	310	1,5788	0,007163
110	0,5602	0,000952	315	1,6043	0,007393
115	0,5857	0,001037	320	1,6298	0,007626
120	0,6112	0,001125	325	1,6552	0,007862
125	0,6366	0,001217	330	1,6807	0,008102
130	0,6621	0,001313	335	1,7061	0,008346
135	0,6875	0,001412	340	1,7316	0,008594
140	0,7130	0,001515	345	1,7511	0,008845
145	0,7385	0,001622	350	1,7825	0,009099
150	0,7639	0,001732	355	1,8080	0,009358
155	0,7894	0,001846	360	1,8335	0,009619

Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter	Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter
	Meter	Meter		Meter	Meter
365	1,8589	0,009885	480	2,4446	0,016988
370	1,8844	0,010154	485	2,4701	0,017341
375	1,9099	0,010427	490	2,4955	0,017696
380	1,9353	0,010703	495	2,5210	0,018056
385	1,9608	0,010983	500	2,5465	0,018419
390	1,9863	0,011266	505	2,5719	0,018785
395	2,0117	0,011554	510	2,5974	0,019156
400	2,0372	0,011844	515	2,6229	0,019530
405	2,0626	0,012139	520	2,6483	0,019907
410	2,0881	0,012437	525	2,6738	0,020288
415	2,1136	0,012738	530	2,6993	0,020673
420	2,1390	0,013044	535	2,7247	0,021061
425	2,1645	0,013353	540	2,7502	0,021453
430	2,1900	0,013665	545	2,7757	0,021849
435	2,2154	0,013981	550	2,8011	0,022248
440	2,2409	0,014301	555	2,8266	0,022650
445	2,2664	0,014624	560	2,8521	0,023057
450	2,2918	0,014951	565	2,8775	0,023467
455	2,3173	0,015282	570	2,9030	0,023880
460	2,3428	0,015616	575	2,9284	0,024298
465	2,3682	0,015954	580	2,9539	0,024718
470	2,3937	0,016295	585	2,9794	0,025143
475	2,4192	0,016640	590	3,0048	0,025571
		Durchmesser der Rohrleitung = 0,60 Meter.			
29	0,1026	0,000036	45	0,1592	0,000077
30	0,1061	0,000038	46	0,1627	0,000080
31	0,1096	0,000041	47	0,1662	0,000083
32	0,1132	0,000043	48	0,1698	0,000087
33	0,1167	0,000045	49	0,1733	0,000090
34	0,1203	0,000047	50	0,1768	0,000093
35	0,1238	0,000050	51	0,1804	0,000096
36	0,1273	0,000052	52	0,1839	0,000100
37	0,1309	0,000055	53	0,1874	0,000103
38	0,1344	0,000057	54	0,1910	0,000107
39	0,1379	0,000060	55	0,1945	0,000110
40	0,1415	0,000063	56	0,1981	0,000114
41	0,1450	0,000066	57	0,2016	0,000118
42	0,1485	0,000068	58	0,2051	0,000121
43	0,1521	0,000071	59	0,2087	0,000125
44	0,1556	0,000074	60	0,2122	0,000129

Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter	Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter.
	Meter	Meter		Meter	Meter
61	0,2157	0,000133	110	0,3890	0,000396
62	0,2193	0,000137	115	0,4067	0,000431
63	0,2228	0,000141	120	0,4244	0,000467
64	0,2264	0,000145	125	0,4421	0,000505
65	0,2299	0,000149	130	0,4598	0,000544
66	0,2334	0,000153	135	0,4775	0,000584
67	0,2370	0,000158	140	0,4951	0,000626
68	0,2405	0,000162	145	0,5128	0,000670
69	0,2440	0,000166	150	0,5305	0,000715
70	0,2476	0,000171	155	0,5482	0,000761
71	0,2511	0,000175	160	0,5659	0,000809
72	0,2546	0,000180	165	0,5836	0,000858
73	0,2582	0,000185	170	0,6013	0,000900
74	0,2617	0,000189	175	0,6189	0,000961
75	0,2653	0,000194	180	0,6366	0,001014
76	0,2688	0,000199	185	0,6543	0,001070
77	0,2723	0,000204	190	0,6720	0,001126
78	0,2759	0,000209	195	0,6897	0,001184
79	0,2794	0,000213	200	0,7074	0,001243
80	0,2829	0,000219	205	0,7250	0,001304
81	0,2865	0,000224	210	0,7427	0,001367
82	0,2900	0,000229	215	0,7604	0,001430
83	0,2936	0,000234	220	0,7781	0,001496
84	0,2971	0,000239	225	0,7958	0,001562
85	0,3006	0,000244	230	0,8135	0,001630
86	0,3042	0,000250	235	0,8311	0,001700
87	0,3077	0,000255	240	0,8488	0,001771
88	0,3112	0,000261	245	0,8665	0,001843
89	0,3148	0,000266	250	0,8842	0,001917
90	0,3183	0,000272	255	0,9019	0,001993
91	0,3218	0,000278	260	0,9196	0,002069
92	0,3254	0,000283	265	0,9372	0,002148
93	0,3289	0,000289	270	0,9549	0,002227
94	0,3325	0,000295	275	0,9726	0,002309
95	0,3360	0,000301	280	0,9905	0,002391
96	0,3395	0,000307	285	1,0080	0,002475
97	0,3431	0,000313	290	1,0257	0,002561
98	0,3466	0,000319	295	1,0433	0,002648
99	0,3501	0,000325	300	1,0610	0,002736
100	0,3537	0,000331	305	1,0787	0,002826
105	0,3714	0,000363	310	1,0964	0,002918

Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter	Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter
	Meter	Meter		Meter	Meter
315	1,1141	0,003010	520	1,8391	0,008065
320	1,1318	0,003105	525	1,8568	0,008219
325	1,1494	0,003200	530	1,8745	0,008374
330	1,1671	0,003298	535	1,8922	0,008531
335	1,1848	0,003396	540	1,9099	0,008689
340	1,2025	0,003496	545	1,9275	0,008849
345	1,2202	0,003597	550	1,9452	0,009010
350	1,2379	0,003701	555	1,9629	0,009172
355	1,2556	0,003805	560	1,9806	0,009336
360	1,2732	0,003911	565	1,9983	0,009502
365	1,2909	0,004018	570	2,0160	0,009669
370	1,3086	0,004127	575	2,0336	0,009837
375	1,3263	0,004237	580	2,0513	0,010007
380	1,3440	0,004349	585	2,0690	0,010178
385	1,3617	0,004462	590	2,0867	0,010351
390	1,3793	0,004577	595	2,1044	0,010525
395	1,3970	0,004693	600	2,1221	0,010700
400	1,4147	0,004810	605	2,1397	0,010877
405	1,4324	0,004929	610	2,1574	0,011056
410	1,4501	0,005049	615	2,1751	0,011236
415	1,4678	0,005171	620	2,1928	0,011417
420	1,4854	0,005295	625	2,2105	0,011600
425	1,5031	0,005419	630	2,2232	0,011784
430	1,5208	0,005545	635	2,2459	0,011970
435	1,5385	0,005673	640	2,2635	0,012157
440	1,5562	0,005802	645	2,2812	0,012346
445	1,5739	0,005933	650	2,2989	0,012536
450	1,5916	0,006065	655	2,3166	0,012727
455	1,6092	0,006198	660	2,3343	0,012920
460	1,6269	0,006333	665	2,3520	0,013115
465	1,6446	0,006470	670	2,3696	0,013311
470	1,6623	0,006607	675	2,3873	0,013508
475	1,6800	0,006747	680	2,4050	0,013707
480	1,6977	0,006887	685	2,4227	0,013907
485	1,7153	0,007030	690	2,4404	0,014109
490	1,7330	0,007173	695	2,4581	0,014312
495	1,7507	0,007318	700	2,4757	0,014517
500	1,7684	0,007465	705	2,4934	0,014723
505	1,7861	0,007613	710	2,5111	0,014930
510	1,8038	0,007762	715	2,5288	0,015139
515	1,8214	0,007913	720	2,5465	0,015350

Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter	Wassermenge in Litern per Sec.	Mittlere Geschwindigkeit	Gefällverlust per lfd. Meter
	Meter	Meter		Meter	Meter
725	2,5642	0,015561	790	2,7941	0,018448
730	2,5818	0,015775	795	2,8117	0,018680
735	2,5995	0,015989	800	2,8294	0,018914
740	2,6172	0,016206	805	2,8471	0,019149
745	2,6349	0,016423	810	2,8648	0,019385
750	2,6526	0,016643	815	2,8825	0,019623
755	2,6703	0,016863	820	2,9002	0,019863
760	2,6779	0,017085	825	2,9178	0,020104
765	2,7056	0,017309	830	2,9355	0,020346
770	2,7233	0,017534	835	2,9532	0,020590
775	2,7410	0,017760	840	2,9709	0,020835
780	2,7587	0,017988	845	2,9886	0,021082
785	2,7764	0,018217	850	3,0036	0,021330

§ 237.

Gefällverlust durch Krümmungen, Erweiterungen und Verengungen.

1. Welches ist der Gefällverlust des Wassers in einer Rohrkrümmung, in welcher dasselbe um einen Winkel von 90 Graden abgelenkt wird, wenn der Durchmesser der Leitung 0,40 Meter, der Halbmesser der Krümmung 1 Meter und die Geschwindigkeit des Wassers in der Leitung = 1 Meter ist?

Es ist zunächst bei einer Ablenkung von 90° die Bogenlänge s der Krümmung =

$$\frac{90}{360} = \frac{1}{4}\, 2\, r\, \pi = \frac{1}{4}\, 2 \times 1 \times 3{,}14 = 1{,}57 \text{ Meter}$$

und es wird daher der Gefällverlust nach Formel 1) § 174:

$$z = \frac{u^2}{2g}\,(0{,}0039 + 0{,}0186\, r)\,\frac{s}{r^2} =$$

$$= \frac{1^2}{2 \times 9{,}81}\,(0{,}0039 + 0{,}0186 \times 1)\,\frac{1{,}57}{1^2} = 0{,}0017 \text{ Meter.}$$

2. In einer Rohrleitung, in welcher das Wasser plötzlich um einen Winkel a von 40° von seiner Richtung abgelenkt wird, ist der Gefällverlust für eine Geschwindigkeit von 2 Meter per Secunde zu bestimmen.

Man hat nach 2) § 174:

$$z = y \frac{u^2}{2g};$$

wobei y bei 40° Ablenkung = 0,740 und also

$$z = 0{,}740 \frac{u^2}{2g} = 0{,}740 \frac{2 \times 2}{19{,}6} = 0{,}15 \text{ Meter.}$$

3. Nach Formel 2) des § 174 würde der Gefällverlust bei einer Ablenkung von 90° für die Verhältnisse des Beispiels 1:

$$z = y \frac{u^2}{2g};$$

wobei der Werth von

$$y = 0{,}131 + 1{,}847 \left(\frac{i}{r}\right)^{\frac{7}{2}} = 0{,}131 + 1{,}847 \left(\frac{0{,}20}{1}\right)^{\frac{7}{2}} =$$

$$= 0{,}131 + 1{,}847 \sqrt{(0{,}20)^7} = 0{,}1374.$$

Es wird sonach

$$z = \frac{1^2}{2 \times 9{,}81} \times 0{,}1374 = 0{,}007 \text{ Meter.}$$

4. Ist dagegen im obigen Beispiele der Krümmungshalbmesser des Ablenkungsbogens gleich dem Halbmesser der Rohrleitung, also = 0,20 Meter, so wird

$$y = 0{,}131 + 1{,}847 \sqrt{\left(\frac{0{,}20}{0{,}20}\right)^7} = 1{,}978$$

und es wird somit der Werth von

$$z = \frac{1^2}{2 \times 9{,}81} \times 1{,}978 = 0{,}10 \text{ Meter.}$$

Anmerkung. Wie aus Beispiel 1 und 3 ersichtlich ist, stimmen die Ergebnisse der zur Bestimmung des Gefällverlustes durch Rohrkrümmungen aufgestellten Formeln nicht mit einander überein und es kann eine Entscheidung über die Verläßlichkeit der einen oder andern Formel nur durch weitere umfassende Versuche getroffen werden. Leider ist zur Zeit noch wenig Aussicht vorhanden, daß eine solche Versuchsreihe mit den entsprechenden Mitteln zur Ausführung gelangen könne, da die höhern technischen Lehr-Anstalten solchen practischen Gegenständen keine eingehendere Aufmerksamkeit schenken und leider Gottes lieber die gewagtesten Theorien aufstellen, als durch Verwendung für die Herbeischaffung von Mitteln derartige Fundamentalfragen practisch zu erledigen trachten.

5. In einer Rohrleitung von 0,80 Meter lichter Weite fließt das Wasser mit einer Geschwindigkeit von 1,4 Meter per Secunde. Welchen

Gefällverluſt verurſacht eine Verengung in der Leitung nach Fig. 180 Tafel 20, wenn der Durchmeſſer der Oeffnung A_2 0,45 Meter beträgt?

Es ſind zunächſt die beiden Querſchnitte

$$A = 0{,}7854 \times 0{,}80^2 = 0{,}5026 \text{ Quadratmeter},$$
$$A_1 = 0{,}7854 \times 0{,}45^2 = 0{,}1590 \quad " \quad "$$

Das Verhältniß dieſer Querſchnitte iſt ſomit $\frac{A_1}{A} = \frac{0{,}1590}{0{,}5026} = 0{,}31$, welchem nach § 175 der Werth des Contractions-Coefficienten $k_1 = 0{,}644$ entſpricht. Nach demſelben Paragraphen wird nun der geſuchte Gefällverluſt:

$$z = \frac{u^2}{2g}\left\{\frac{A}{A_1 k_1} - 1\right\}^2 = \frac{1{,}4^2}{2 \times 9{,}81}\left\{\frac{0{,}5026}{0{,}1590 \times 0{,}644} - 1\right\}^2 =$$
$$= 1{,}60 \text{ Meter.}$$

6. In einer Rohrleitung nach Fig. 181 Tafel 20 ſoll das Waſſer im Querſchnitte A mit 1,4 Meter Geſchwindigkeit zufließen. Der Querſchnitt bei A iſt 0,850 Quadratmeter, im Querſchnitte $A_2 = 0{,}950$ Quadratmeter. Welcher Gefällverluſt entſteht durch eine Verengung nach der Figur, wenn deren Querſchnitt $A_1 = 0{,}50$ Quadratmeter beträgt?

Es iſt hier nach § 175 das Verhältniß der Querſchnitte $\frac{A_1}{A} = \frac{0{,}50}{0{,}850}$ $= 0{,}58$ und der Werth des Contractions-Coefficienten $k_1 = 0{,}71$. Es wird demnach der Gefällverluſt nach § 175:

$$z = \frac{u^2}{2g}\left\{\left(\frac{A}{A_1}\right)^2\left(\frac{1}{k_1} - 1\right)^2 + \left(\frac{A}{A_1} - \frac{A}{A_2}\right)\right\}^2 =$$
$$= \frac{1{,}4^2}{2 \times 9{,}81}\left\{\left(\frac{0{,}850}{0{,}50}\right)^2\left(\frac{1}{0{,}71} - 1\right)^2 + \left(\frac{0{,}850}{0{,}50} - \frac{0{,}850}{0{,}950}\right)^2\right\} =$$
$$= 0{,}11 \text{ Meter.}$$

7. Bei einer Rohrleitung iſt der Einfluß einer nach Fig. 182 Tafel 20 angebrachten Erweiterung zu berechnen. Die verſchiedenen aufeinanderfolgenden Querſchnitte der Leitung ſind:

$A = 0{,}60$ Quadratm.; $O = 2{,}2$ Quadratm. und $A_2 = 0{,}40$ Quadratm.

Das Waſſer fließt in A mit einer Geſchwindigkeit von 2,4 Meter per Secunde ein. Welches iſt der durch die Erweiterung entſtehende Gefällverluſt?

Es iſt zunächſt der Werth von $\frac{O}{A} = \frac{2{,}2}{0{,}60} = 3{,}66$, derjenige $\frac{A}{O} =$ $= \frac{0{,}60}{2{,}2} = 0{,}27$ und es iſt nach dem erſtern Verhältniſſe der Werth des Contractions-Coefficienten k_1 für den Uebertritt des Waſſers von A

nach O nicht kleiner als 1. Dagegen ist $\frac{A_2}{O} = \frac{0{,}40}{2{,}2} = 0{,}18$ und daher der Contractions-Coefficient k_2 für den Uebergang aus O nach $A_2 = 0{,}62$. Es wird sonach der gesuchte Gefällverlust nach § 175:

$$z = \frac{u^2}{2g}\left\{\left(1 - \frac{A}{O}\right)^2 + \left(\frac{A}{A_2}\right)^2\left(\frac{1}{k_2} - 1\right)^2\right\} =$$

$$= \frac{2{,}4^2}{2 \times 9{,}81}\left\{\left(1 - \frac{0{,}60}{2{,}20}\right)^2 + \left(\frac{0{,}60}{0{,}40}\right)^2\left(\frac{1}{0{,}62} - 1\right)^2\right\} = 0{,}399 \text{ Meter.}$$

§ 238.

Beobachtungen über den Einfluß von Rohrverengungen.

Wie aus den Beispielen des vorigen Paragraphen hervorgeht, haben schwächere Krümmungen in einer Rohrleitung nur einen geringen Gefällverlust im Gefolge, was auch durch die in dieser Hinsicht angestellten Versuche in neuerer Zeit bestätigt worden ist. Man kann eine Röhre vollständig im Kreise herumbiegen, ohne daß die durchfließende Wassermenge oder das Druckgefälle dadurch wesentlich vermindert wird, sobald der Radius der Rohrkrümmung nicht kleiner als das $2^1/_2$- bis 3fache des Rohrdurchmessers ist. Anders verhält es sich indessen mit den Verengungen, die in einer Rohrleitung angebracht werden.

Diese Verengungen haben aber den dießbezüglichen Beobachtungen zu Folge nur dann einen wesentlichen Einfluß auf die durchfließende Wassermenge, wenn sie am Ende der Rohrleitung oder doch nahe demselben angebracht sind. Eine mitten in einer längern Rohrleitung angebrachte nicht gar zu starke Verengung hat dagegen nur einen sehr geringen Gefällverlust zur Folge, beeinträchtigt also die unter einem vorhandenen Drucke durchfließende Wassermenge nur in höchst unbedeutendem Maße, weil die lebendige Kraft, welche das Wasser bei seinem beschleunigten Durchgang durch die verengte Stelle aufnimmt, unterhalb derselben wieder an das Wasser der ganzen Rohrleitung abgegeben wird, indem das schnell aus der verengten Stelle fließende Wasser gegen die ganze sich langsamer bewegende Wassermasse des normalen Rohrtheiles drückt und somit dessen Bewegung beschleunigt. Immerhin geht bei diesem Vorgange auch ein gewisser Theil an lebendiger Kraft durch Stoß und Reibung verloren, wenn die Verengung sich nicht am Ende einer Leitung befindet.

VI.

Grundbauten der Waſſerwerke.

A. Fundamentirungen.

§ 239.

Hydraulischer Mörtel. Cement. Beton.

Als Material zur Verbindung der Steine wird bei den Wasserbauten statt des gewöhnlichen Mörtels der hydraulische Mörtel und der Cement in Anwendung gebracht. Der gewöhnliche reine Kalk absorbirt beim Löschen so viel Wasser, daß er unter Wasser nicht mehr hart wird. Der hydraulische Kalk dagegen, welcher 10 bis 30 Procent Silicate enthält, schwillt beim Löschen nicht so sehr an und bildet einen Teig, welcher unter Wasser langsam erhärtet, und zwar in der Weise, daß er nach 24 Stunden dem Druck des Fingers widersteht, nach zwei bis vier Wochen aber die Härte des Kalksteines besitzt. Die Bereitung des künstlichen hydraulischen Kalkes geschieht einfach dadurch, daß man gewöhnlichen Kalk mit 10 bis 30 Procent kieselerdehaltigem Thon vermischt und dann wie gewöhnlichen Kalkstein brennt.

Der Cement dagegen löscht sich im Wasser nicht ab, sondern erhärtet mit demselben sogleich zu einer steinharten Masse, wird wie der hydraulische Kalk bereitet, besteht aber aus 100 Theilen gewöhnlichem Kalkstein und 40 bis 60 Procenten kieselerdehaltigem Thon.

Der hydraulische Mörtel, welcher zur Verbindung der Steine verwendet wird, besteht aus hydraulischem Kalk und Sand, welch letzterer scharf und mittelmäßig fein sein und aus reinem Kiesel bestehen soll, wogegen thoniger Sand zu vermeiden ist, wenn der Mörtel unter Wasser schnell hart werden soll. Fluß- oder Quellsand ist dazu brauchbar, wenn er nicht gar zu abgerundete Sandkörner enthält. Natürlich ist im Mörtel der Kalk allein das bindende Mittel, indessen dient die Vermischung desselben mit Sand nicht blos dazu, ihn billiger zu machen,

sondern der letztere ertheilt ihm auch eine größere Druckfestigkeit und verhindert das starke Zusammenziehen und somit das Aufreißen desselben beim Erhärten. Gewöhnlich werden zwei Theile Sand und ein Theil hydraulischer Kalk miteinander vermengt. Das specifische Gewicht des Mörtels ist 1,6 — 1,8. Ein Mann bereitet täglich mittelst Krücke und Schaufel circa 30 Cubikfuß Mörtel.

Der Beton ist ein Gemenge von hydraulischem Mörtel mit $1^1/_2$ bis 2 Zoll dicken Steinstücken, welche rauh und scharfkantig sein sollen. Bei der Bereitung desselben wird gewöhnlich 1 Volumen Steine auf 0,6 Volumen Mörtel genommen und es beträgt das Volumen der Vermengung nicht über $^2/_3$ bis $^3/_4$ vom Volumen seiner Bestandtheile. Nach dem Setzen und Zusammenrammen aber ist dieses Volumen nur $^5/_9$ bis $^5/_8$ desjenigen der Gemengtheile, so daß zur Bereitung von 100 Cubikfuß Beton nicht weniger als 96 Cubikfuß zerschlagene Steine, 48 Cubikfuß Sand, 12 Cubikfuß Kalk und 16 Cubikfuß Wasser mit einander vermengt werden müssen. Die Vermengung der Steine mit dem Mörtel geschieht entweder mit Schaufel und Krücke oder mittelst einer im Innern mit Spitzen besetzten rotirenden Trommel (der sogenannten Betonmaschine).

Der Beton erhärtet schnell nach seiner Bereitung in der Weise, daß er anzieht, das heißt eine compacte zusammenhängende Masse bildet, die sich mit einer frisch darangegossenen Betonmasse nicht mehr innig vereint, so daß bei der Anfertigung eines Betonfundamentes die einzelnen Güsse möglichst rasch aufeinander folgen müssen, wenn dasselbe eine fest zusammenhängende Masse bilden soll. Die Druckfestigkeit des hydraulischen Mörtels und des Betons beträgt 250 bis 400 Kilogramm per 10 Quadrat-Centimeter Querschnitt nach $1^1/_2$jährigem Stehen desselben, dagegen 400 bis 500 Kilogramm nach 10jährigem Stehen oder nachdem es bei der Bereitung desselben zusammengerammt worden ist. Die Zugfestigkeit des Beton und des hydraulischen Mörtels beträgt dagegen nur ein Achtel der Druckfestigkeit.

In neuerer Zeit hat die Verwendung des Beton immer größere Ausdehnung gefunden und zwar nicht nur ausschließlich für Wasserbauten, sondern auch zur Herstellung großartiger Gebäulichkeiten, in welchen vielfach mit Wasser gearbeitet wird, wie z. B. Holzstoff- und Papierfabriken. So sind unter andern die Papierfabrik in Steiermühle (Oesterreich) und die Holzstoff- und Papierfabrik in Perlen (Schweiz) großartige Etablissemente dieser Art, welche einschließlich der Fundamente der Maschinen und Transmissionen gänzlich aus Beton erstellt worden sind. Es ist daher von Wichtigkeit, verläßliche Anhaltspunkte über die Festigkeitsverhältnisse des Beton zu haben, und sollen daher im

Nachstehenden die Resultate der von Bauschinger in München dießbezüglich angestellten Versuche aufgeführt werden.

Es wurden Würfel aus reinem Cement, sowie aus Mischungen von 1 Theil Cement bis zu 5 Theilen Sand oder Geröll von verschiedener Beschaffenheit der Probe unterzogen. Als Grenzwerthe für das Zerdrücken ergaben sich für reinen Cement 258 Kilogramm pro Quadrat-Centimeter; für die Mischung im Verhältnisse von 1:5 im Minimum 99 Kilogramm, im Maximum 206 Kilogramm. Die Druckfestigkeit des Perlmoser Cementes nimmt nur sehr langsam ab, wenn demselben auch bis zu 3 Theilen Sand, ja selbst sehr grober Geröllsand, beigemengt wird. Die Druckfestigkeit der Würfel aus hydraulischem Kalk desselben Ursprunges und grobem Geröllsand, im Verhältniß von 1:1 bis 1:5, beträgt per Quadrat-Centimeter 96 bis 136 Kilogramm. Die Festigkeit ist noch beim Mischungsverhältniß von 1:4 nahezu ebenso groß, wie beim Verhältniß 1:1, erreicht ein Maximum (136 Kilogramm) bei den Verhältnissen 1:2 und 1:3, und ist am geringsten bei reinem hydraulischen Kalk (96 Kilogramm).

Würfel aus Ziegelmauerwerk, mittelst gewöhnlicher Ziegel und Mörtel aus einem Theil hydraulischem Kalk und drei Theilen feinem Sand hergestellt, wurden nach 90tägiger Erhärtung den Versuchen unterworfen. Die Druckfestigkeit betrug zwischen 51 und 95 Kilogramm, wobei sich auch der Fall ereignete, daß der Mörtel unversehrt blieb, während die Steine zerdrückt wurden.

Platten aus einem Theil Cement und zwei Theilen feinem Sand von 2,85 Centimeter mittlerer Dicke wurden ebenfalls nach 90tägiger Erhärtung geprüft. Die Druckfestigkeit per Quadrateinheit wächst mit der Größe des Querschnittes, ist aber auch durch dessen Form bestimmt und nimmt mit der Dicke der Platte etwas ab. Für eine Platte von 12,6 Quadrat-Centimeter Fläche erhielt man 230 Kilogramm per Quadrat-Centimeter Belastung, und für eine Platte von 110,6 Quadrat-Centimeter Fläche 500 Kilogramm.

Versuche über die Bruchfestigkeit von Cementprismen ergaben als Festigkeits-Coefficienten der am meisten beanspruchten Faser bei den Mischungsverhältnissen von 1:0, 1:1, 1:2, 1:3, 1:4 und nach 60tägigem Erhärten im Mittel die Werthe von 25, 27, 28, 35 und 26 Kilogramm per Quadrat-Centimeter. Es nimmt also die Bruchfestigkeit des Cementes zu, wenn er bis zum Verhältniß von 1:3 mit Sand gemengt wird, und selbst diejenige des Mörtels, welcher mit dem Verhältniß 1:4 bereitet wird, ist noch größer als die des reinen Cementes. Bei den Bruchversuchen der aus einem Theil Cement und

zwei Theilen feinem Sand hergestellten Platten, welche 105 Tage gelegen hatten, zeigte sich, daß dieselben nahezu gleiche Festigkeit besitzen, ob sie an den vier Ecken oder an zwei Rändern aufliegen, und daß der Druck nahezu proportional dem Quadrat der Plattendicke ist. Für eine 2,5 Centimeter dicke Platte ergab sich der Bruch bei einem Druck von 375 Kilogramm, bei einer 3 Centimeter dicken Platte ein Bruch bei 580 Kilogramm.

Bei der Anfertigung des Beton zur Verwendung in größern Massen ist es nicht mehr möglich, zerschlagene Steine in der erforderlichen Menge zu verwenden; man ist dabei vielmehr genöthigt, zu gewöhnlichem groben Flußkies seine Zuflucht zu nehmen, welcher ausschließlich lauter abgerundete Steine enthält. Die Anwendung solcher Steine thut der Festigkeit des Beton keinen Eintrag, wenn man bei der Bereitung die ohnedieß nöthige Vorsicht beobachtet, die Steine vor ihrer Vermischung mit dem Mörtel gründlich mit Wasser zu begießen. Der Beton ist, wenn er mit solchen Steinen hergestellt wird, nicht nur wesentlich billiger, sondern auch homogener, d. h. die Festigkeit desselben gegen das Zerdrücken ist größer, als diejenige des gewöhnlichen Beton.

Der Grund dieses Verhaltens liegt darin, daß bei der gänzlichen Abwesenheit aller Ecken und Kanten im Innern der Masse dieselbe sich weniger setzt, indem sie schon von Anfang an eine größere Dichtigkeit besitzt.

Die bisher übliche Vorstellung, daß zur Bereitung einer guten Beton-Masse nur zerschlagene eckige Steine verwendet werden dürfen, ist also keineswegs richtig, da im Gegentheil die runden Steine einen festern Beton liefern, sobald nur bei dessen Bereitung eine gehörige Durchnässung der Steine und in Folge dessen innige Verbindung der Steine mit dem Mörtel stattfindet.

Fatal ist es, daß bei der Anwendung des Beton zu den unteren Partien ganzer Fabrik-Anlagen (namentlich bei den Wasserbauten und deren unmittelbarer Umgebung) die Schrauben aller mit den Betonpfeilern oder Wänden zu verbindenden Transmissions- 2c. Bestandtheile entweder eingegossen werden müssen oder aber Schraubenlöcher offen zu lassen sind, da das Bohren eines Loches in der Betonmasse der darin befindlichen Steine halber nicht möglich ist; solche Schraubenlöcher also nicht etwa nachträglich an beliebiger Stelle angefertigt werden können. Allerdings lassen sich auch durch dickere Betonpfeiler Löcher nach dessen Erhärtung herausbrechen, doch immerhin nur solche mit größern Dimensionen, wo die Steine herausgenommen werden können, und überhaupt nur mit großer Mühe.

Fundamentsteine unter den gußeisernen Lagerstühlen auch der stärksten Transmissionen sind keine nothwendig, wo diese Stuhlungen direct an oder auf die Beton-Masse befestigt werden können, was natürlich immer mit gut verankerten Schrauben geschehn muß. Steinschrauben können in der Betonmasse nicht angewendet werden, außer wo man dieselben bei der Anfertigung (beim Gusse) der Beton-Masse selbst sogleich ziemlich tief eingießen kann.

Die Bereitung des Beton geschieht in den gewöhnlichen Fällen mittelst Krücken oder Rechen von Hand in der Weise, daß man ungefähr 1/4 Cubikmeter oder 8 bis 10 Cubikfuß gut durchnäßte Steine so auf einer ebenen Fläche ausbreitet, daß sie eine circa 15 Centimeter hohe Schicht bilden, wonach man den hydraulischen Mörtel schaufelweise in kleinern Mengen darüber wirft und das Ganze so mit Krücken durcharbeitet, daß die Steine an allen Theilen ihrer Oberfläche mit Mörtel überzogen sind. Es ist dieses eine mühsame und anstrengende Arbeit, da der Mörtel ziemlich dick sein muß, wenn das Gemenge nach dem Gießen bald erhärten und eine mit genügender Festigkeit zusammenhängende Masse bilden soll.

Zu Fundamentirungen wird der Beton bei den Wasserbauten überall mit großem Vortheil, namentlich aber in dem Falle angewendet, wo eine Entleerung der Baugrube mit zu vielen Schwierigkeiten verbunden oder unmöglich ist, der Grund aber eine genügende Festigkeit besitzt, um ohne weitere Verdichtung den Bau auf demselben ausführen zu können.

Besteht z. B. der Boden aus Kies oder dichtem Sand und würde beim Ausschöpfen der Baugrube so viel Wasser von unten nachdringen, daß der Boden dadurch aufgelockert werden müßte, so wird die Fundamentirung unter Wasser (ohne Ausschöpfen) mit Beton vorgenommen, wobei man aber denselben nicht ohne Weiteres durch das Wasser hindurch auf die betreffende Stelle niederfallen lassen darf, weil dadurch der Mörtel herausgeschwemmt und die Steine gesondert zu unterst zu liegen kommen würden.

Die Fundamentirung geschieht vielmehr in der Weise, daß man den Beton durch einen fahrbaren (auf einem Gerüste beweglichen) hölzernen Trichter auf den Grund niederfließen läßt. Die untere Oeffnung des Trichters soll sich dabei gerade in der Höhe der Oberfläche der zu bildenden Betonschichte befinden. Die herausfließende (fallende) Betonmasse bildet sodann unter dem Trichter eine abgestumpfte Pyramide, deren obere schmälere Fläche der unteren Breite des Trichters entspricht, während die Seitenflächen die natürliche Böschung des Beton unter Wasser annehmen.

Durch regelmäßig unterbrochenes Fortschieben des Trichters unter beständigem Zugießen des Beton, wobei der Trichter immer dieselbe Höhenlage beibehält, wird ein regelmäßig begrenzter Betonstreifen unter Wasser gebildet, neben diesen ein zweiter gelegt u. s. f., bis das Fundament die gewünschte Breite oder Ausdehnung besitzt. Auf solche Weise läßt sich die ganze Sohle einer Baugrube mit einer Betonschicht bedecken.

Hat die Baugrube eine große Flächenausdehnung und soll dieselbe mit einer dickern Schicht bedeckt werden, so wird zunächst auf die angegebene Weise eine Schicht von $^1/_2$ bis $^1/_3$ der ganzen Dicke gebildet und die einzelnen Streifen der zweiten Schicht quer über diejenigen der untern Schicht gelegt, so daß die Fugen sich kreuzen.

Ein eben gegossenes Fundament muß bis zu seiner Erhärtung von jeder Wasserströmung verschont bleiben, wenn die Festigkeit derselben nicht durch das Wegspülen des Mörtels wesentlich beeinträchtigt werden soll.

Außer auf dem angegebenen Wege läßt sich ein Betonfundament in einer Baugrube auch durch Versenken des Beton in Eimern oder Kasten herstellen. Die Gefäße müssen immer langsam bis an den Grund niedergelassen und sorgfältig ausgeleert werden, um ein Durchspülen der Betonmasse durch das Wasser zu verhindern, soweit dieß bei Anwendung dieser Methode möglich ist.

§ 240.

Künstliche Befestigung des Baugrundes.

In den meisten Fällen muß der Baugrund auf künstliche Weise befestigt werden, da der natürliche Boden selten die nöthige Dichtigkeit und Festigkeit besitzt, um einen größern Bau ohne weiteres daraufstellen zu können. Wo es sich zudem um Bauten in fließenden Gewässern handelt, muß durch gehörige Fundamentirung dem Unterspülen und Durchsickern des Wassers entgegengearbeitet werden, was für die verschiedenen vorkommenden Verhältnisse auf mannigfaltige Weise geschieht.

Immer aber wird die Sicherheit und Dauerhaftigkeit eines Wasserbaues, wie überhaupt das ganze Gelingen desselben von der mehr oder weniger sorgfältig durchgeführten Fundamentirung abhängig sein.

Bevor wir auf die am meisten vorkommenden Fundamentirungs-Arbeiten übergehn, haben wir die Fälle zu betrachten, wo eine künstliche Fundamentirung nicht erforderlich, der natürliche Boden also eine hinreichende Festigkeit zur Aufführung eines Baues besitzt.

Aber auch im letztern Falle muß der Grundbau oder das Fundament eines Baues wenigstens so tief gelegt werden, daß die Verbindungsstelle zwischen dem natürlichen Terrain und dem Mauerwerk allen Einflüssen der äußern Temperatur- und Feuchtigkeits-Verhältnisse entzogen ist, was in der Regel bei einer Tiefe von 1 bis 1,3 Meter der Fall zu sein pflegt. Dieß ist somit die normale Tiefe eines Fundamentes auf festem Boden, wo nicht geradezu eine feste Gesteinsart zu Tage tritt, in welchem Falle dann gar kein Fundament erforderlich ist und man nur für die Verhinderung des seitlichen Ausgleitens eine geringe Vertiefung anzufertigen hat.

Bei den aufgeschwemmten Erdschichten dagegen sind die obern Schichten in der Regel zu locker, um den Bau tragen zu können, und es ergiebt sich somit die Nothwendigkeit, das Fundament so tief zu verlegen, bis eine genügende Dichtigkeit des Grundes erreicht wird. Aber auch wenn die Dichtigkeit des Bodens mit der Tiefe nicht wesentlich zunimmt, erhält ein tiefer gelegtes Fundament eine größere Tragfähigkeit, weil der seitliche Druck der umgebenden Erdschichten eine Verschiebung des Fundamentes erschwert, die unter dem Fundamente befindlichen Erdschichten aber nicht mehr so leicht seitlich ausweichen können, als dieß nahe an der Erdoberfläche der Fall ist. Je schwerer daher ein Bau wird, um so tiefer muß in mittelmäßigem Terrain das Fundament verlegt werden, um so mehr soll sich ferner das Fundament nach abwärts *stufenförmig erweitern*, um den Druck auf eine *größere Fläche* zu übertragen.

Ueber das Verhalten verschiedener Terrain-Arten gegen das Eindringen eines festen Körpers stellte *Hagen* in Berlin Versuche an, indem er Blechcylinder mit ebenen Rändern mit verschiedener Belastung auf die Erde stellte und sowohl die Tiefe des Eindringens als die Art und Weise desselben genau beobachtete, resp. wie die Umgebung der Eindringstellen sich dabei verhielt.

Hagen erhielt bei diesen Versuchen das bemerkenswerthe Resultat, daß bei den *Sandschüttungen*, und zwar sowohl bei den festern als den losern, und ebenso wohl bei trocknen wie bei feuchten, die Tragkraft nahe dem *Quadrate der Einsenkung* proportional wird. Bei allen Versuchen im *Thonboden* dagegen, sei er mit mehr oder weniger Wasser vermengt, ergab sich die Tragfähigkeit oder die Belastung als der ersten Potenz, d. h. als der *einfachen Einsenkung* proportional. Es zeigte sich ferner der bemerkenswerthe Unterschied, daß bei den Sandschüttungen die Belastung sofort bis zu der entsprechenden Tiefe einsank und sich nachher nicht mehr rührte, während bei den Thon-

böden die Lasten nach und nach tiefer sanken, bis sie nach etwa 20 bis 30 Minuten ebenfalls keine weitere Bewegung mehr erkennen ließen.

Ließ man in eine Schüttung von trockenem Sande Wasser von unten eintreten und dieses mit einer Druckhöhe wirken, welche sich etwa 3 Centimeter über die Oberfläche erhob, so verlor der Sand alle Festigkeit und quoll stellenweise hoch auf. Ließ man aber das Wasser von oben nach unten durch die Masse fließen, so ergab sich eine bedeutend größere Tragfähigkeit.

Trockner, aber festgestampfter Sand ergab nahezu die doppelte Tragfähigkeit, als lose aufgeschütteter.

Beim Durchlassen von Wasser durch die Sandschicht von unten wird die Tragfähigkeit immer noch etwas größer, als bei trocknem Sande, der lose aufgeschüttet wird, aber kleiner als bei trocknem, festgestampftem Sande, indessen nur so lange, als die Druckhöhe des Wassers sich nicht auf mehr als einige Millimeter über die Oberfläche des Sandes erhebt und die Oberfläche nicht mehr auffspült.

Beim Durchfließen des Wassers von oben nach unten wird die Tragfähigkeit vier- bis fünfmal so groß, als bei trockenem, lose aufgeschüttetem Sand.

Ganz bedeutend vermehrt sich die Tragfähigkeit des Sandes, wenn er in eingeschlossenem Raume in dünnen Lagen und in feuchtem Zustande eingestampft wird, wobei durchfließendes Wasser nur sehr langsam eindringt und nur tropfenweise abfließt. Sie ist alsdann 12 bis 18mal so groß als bei trocknem, losem Sande.

Die Versuche mit verschiedenen, auch sehr steifen Thonarten ergaben dagegen, daß dieselben sich ähnlich wie Flüssigkeiten verhalten, daß die Tragfähigkeit nahe dem Gewichte der verdrängten Thonmasse gleich ist und ein auf Thon gelagertes Gebäude somit immer eigentlich schwimmt. Es scheint sich ferner aus diesen Versuchen zu ergeben, daß für verschiedene drückende Flächen die Einsenkungen den Quadraten dieser Flächen umgekehrt proportional sind.

Ueber die Art und Weise, wie der Boden bei dem Eindringen einer Last ausweicht, hat Hagen bei seinen Versuchen Folgendes bemerkt:

In den lose aufgeschütteten trocknen Sand dringt die Last ein, ohne daß irgend eine Erhebung der Oberfläche des Grundes in der Umgebung bemerkbar wird; es bildet sich vielmehr eine conische Vertiefung um die Eintrittsstelle, woraus hervorgeht, daß der Sand nur zusammengedrückt und dichter wird, indem die herabgedrückten Sandtheilchen in die Zwischenräume der untern lockern Sandschichten eindringen.

Bei dem festgestampften, feuchten (wenig benetzten) Sande zeigte sich um die Eindringstelle ebenfalls eine Vertiefung, aber in einiger Entfernung schwoll der Boden ringsherum stark auf.

Bei allen Thonarten dagegen erhebt sich beim Eindringen der Last die Umgebung bedeutend über die Oberfläche des Bodens, was auch bei Bauten vielfach bemerkt werden kann, indem bei Dammschüttungen durch Wiesen und Sümpfe mit weichem Untergrunde ein Sinken des Dammes eintritt, während daneben Erhöhungen des Bodens entstehn, welche oftmals den Damm selbst überragen.

Es folgt daraus, daß Thonboden sich in mancher Beziehung einer Flüssigkeit ähnlich verhält und ein auf Thonboden aufgeführter Bau niemals schwerer sein darf, als die verdrängte Thonmasse selbst, weil nur in diesem Falle eine Sicherheit gegen Versinken des Fundamentes vorhanden ist.

Im Nachstehenden sollen nun die hauptsächlichsten Fundamentirungs-Arten für den Fall betrachtet werden, wo eine künstliche Befestigung des Bodens für den Bau erforderlich ist.

§ 241.

Die Sandschüttung.

Die Sandschüttung wird mit Vortheil angewendet, wo Unterspülungen durch Wasser nicht zu befürchten sind und sonst ein liegender Rost angewendet werden müßte. Die Schüttung soll beiderseits über die Breite des Mauerfußes um 2 bis 3 Fuß vorstehn und muß gut durchfeuchtet in einer Dicke (Höhe) von 1 bis 2 Meter aufgeführt werden. Eine 2 Meter dicke Sandschüttung kann erfahrungsmäßig eine Last von 600 bis 700 Centner per Quadratmeter tragen, ohne daß eine merkliche Senkung (von mehr als $1\frac{1}{2}$ Centimeter entsteht.

Der Sand hat die merkwürdige Eigenschaft, die man von ihm am wenigsten erwarten sollte, einen an einer einzelnen Stelle auf dessen Oberfläche ausgeübten Druck gleichmäßig auf seine Unterlage zu vertheilen, was ihn ganz vorzüglich als Grund der Fundamentmauern macht.

Füllt man z. B. eine Röhre mit Sand bis zu einer gewissen Höhe an, so daß der Boden der Röhre die Sandsäule zu tragen hat, so nimmt der Druck auf diesen Boden keineswegs mit der Höhe der Sandsäule zu, sondern er steigt nur bis zu einer gewissen Grenze und nimmt sodann gar nicht mehr zu, wie hoch man auch die Röhre noch anfüllen

mag. Daher ist auch die Sandmenge, welche aus einer am Boden eines Gefäßes angebrachten Oeffnung ausfließt, von der Druckhöhe oder Höhe der Schüttung unabhängig und kann mit Vortheil als Zeitmesser (Sanduhr) benützt werden.

Eine Sandschicht kann zwar keineswegs eine Senkung des Grundes verhindern, sie bildet aber eine gute Sohle der Baugrube für die Fundamentmauern, und wenn auch der Grund an einzelnen Stellen weich sein sollte, während gerade über dieser Stelle die Belastung groß ausfällt, so tritt hier keine Senkung ein, weil diese größere Last nicht auf diese einzelne Stelle fällt, sondern durch die Sandmasse gleichmäßig auf den ganzen Grund vertheilt wird. Außer durch ihre Wohlfeilheit und Dauerhaftigkeit zeichnet sich eine gute Sandschüttung noch dadurch aus, daß sie ohne weiteres alle Unebenheiten des natürlichen Terrains ausfüllt. Der Ausdruck „auf Sand gebaut" ist daher in der Praxis nicht mehr im figürlichen Sinne richtig; denn es haben sich viele großartige Gebäude auf einer starken Sandschüttung auch auf losem Wiesengrunde vorzüglich erhalten. Pfähle im Sand nützen nichts, denn sie bieten keine größere Tragfähigkeit als die Sandschicht selbst dar.

§ 242.

Der liegende Rost oder Schwellen-Rost.

Der liegende Rost oder Schwellen-Rost wird an Stelle der Sandschüttung angewendet, wo ein Unterspülen durch Wasser stattfinden kann. Der Zweck desselben ist derselbe, wie derjenige der Sandschüttung, nämlich den starken und an verschiedenen Stellen ungleichen Druck gleichmäßig auf den Baugrund zu übertragen und durch bedeutende Verbreiterung des Fundamentes die Tragfähigkeit eines losen, lockern Grundes zu erhöhen. Wo also ein Baugrund zu nachgiebig ist (und wenn dieses auch nur an einzelnen Stellen der Fall sein sollte), um einen Bau direct darauf zu erstellen, so wird aus hölzernen Balken von 0,25 bis 0,30 Meter Stärke ein zusammenhängendes Gerippe oder ein Rost gebildet, welcher auf den ausgeebneten Grund gelegt und dessen Zwischenräume (zwischen den sich kreuzenden Schwellen) mit Thon, Bruchsteinmauerwerk oder Beton ausgefüllt werden. Auf diesem Roste wird nun der Bau erstellt, dessen Last so gleichmäßig auf den ganzen Baugrund übertragen wird.

Die erste Bedingung bei der Herstellung eines Rostes ist, dafür Sorge zu tragen, daß derselbe beständig vom Wasser bedeckt bleibt, wenn er nicht in kurzer Zeit zerstört werden soll.

Der liegende Roſt ſoll daher immer ſo tief angelegt werden, daß er unter dem niedrigſten Stande des Unterwaſſers iſt und daher immer im Grundwaſſer liegt, in welchem Falle ein ſolcher Roſt Jahrhunderte hindurch ſich in ordentlichem Zuſtande erhält.

Oft wird der Schwellenroſt noch mit einer Spundwand umgeben, welche das Unterſpülen des Roſtes verhindern ſoll. Die Spundwand beſteht aus einer Reihe neben einander eingeſchlagener Pfähle oder Pfoſten, deren Zwiſchenräume mit eingelaſſenen Holzwänden ausgefüllt werden, ſo daß ſie eine vollſtändige, im Boden liegende Holzwand bilden, welche womöglich mit Lehm bekleidet wird, um das Durchdringen des Waſſers zu erſchweren.

Der Natur der Sache gemäß kann der Schwellenroſt nur da angewendet werden, wo die Baugrube vollſtändig vom Waſſer entleert werden kann. Im andern Falle muß die Betonfundirung angewendet werden.

§ 243.

Pfahlroſt und zuläſſige Belaſtung der Pfähle.

Iſt die obere Schicht eines Baugrundes derart locker, daß es nicht thunlich iſt, auch mit Hülfe eines Schwellenroſtes einen Bau darauf zu erſtellen, ſo iſt man zur Anwendung des Pfahlroſtes genöthigt, welcher aus einem gewöhnlichen Schwellenroſte beſteht, der auf einer Anzahl eingetriebener Pfähle aufruht und durch die letztern eine größere Tragfähigkeit erhält, weil die Reibung der tief eingetriebenen Pfähle im umgebenden Grunde beim Sinken des Roſtes überwunden werden müßte.

Oefter befindet ſich auch unter einem lockern Grunde eine feſtere Erdſchicht, und wenn dieß auch in einer größern Tiefe (von 10 bis 12 Meter) iſt, ſo kann man den Bau vermittelſt der tief genug eingetriebenen Pfähle auf dieſe feſtere Erdſchicht ſtellen, wobei dann die zwiſchen der letztern und dem Bau befindliche loſe Schicht gleichſam blos als Anfüllung dient, welche die Pfähle ſowohl in ihrer Lage erhält, als auch vermöge ihres Seitendruckes auf dieſelben deren Tragfähigkeit erhöht.

Beim Pfahlroſt iſt dieſelbe Hauptbedingung zu erfüllen, wie beim Schwellenroſt, nämlich daß derſelbe immer vom Grundwaſſer vollſtändig bedeckt ſein muß, wenn er Anſpruch auf längere Dauer haben ſoll. Die Köpfe der Pfähle ſollen daher noch 0,50 Meter unter den niedrigſten Grundwaſſerſtand eingetrieben werden. Hinſichtlich der Dimenſionen

der Pfähle wird als Regel angenommen, daß Pfähle bis zu einer Länge von 5 bis 6 Meter eine Dicke von 0,20 bis 0,25 Meter erhalten und für jeden Meter Länge mehr um 1 bis 1,5 Centimeter stärker werden soll.

Für die zulässige Belastung der Pfähle wird gewöhnlich angenommen, daß ein Pfahl von 0,24 Meter Dicke eine Belastung von 500 Centnern und ein solcher von 0,30 Meter Dicke eine Last von 1000 Centnern zu tragen vermag. Die Pfähle werden dabei in Entfernungen von 1 bis 1,2 Meter eingetrieben und die darauf gelegten Längsschwellen des Rostes erhalten mindestens 0,24 Meter im Quadrat. Die Querschwellen dagegen werden etwas schwächer genommen.

Die in Verbindung mit dem Pfahlroste meist angewendeten Spundwände sollen isolirt vom Roste und Fundamente des Baues angebracht sein.

Zu den ganzen Rostbauten wird in der Regel das Kiefernholz verwendet; doch leistet auch Eichen- und Buchenholz gute Dienste, wie überhaupt jede festere Holzart dazu gebraucht werden kann.

Bei der Ausführung eines Pfahlrostbaues wird der fertig zusammengearbeitete Rost schwebend über den unter Wasser befindlichen Pfahlköpfen gehalten, sodann mit schweren Werkstücken belastet, welche denselben auf die Pfähle niederdrücken und auf welchen nachher das Mauerwerk aufgeführt wird, da sie ganz oder nahe an die Oberfläche des Wassers reichen.

§ 244.

Spundwände.

Die Spundwände werden in der Weise ausgeführt, daß man einen Pfahl dicht neben dem andern einrammt und die Pfähle durch eingearbeitete Federn und Nuthen gegenseitig in einander eingreifen läßt. Durch die Spundwände wird der seitliche Wasserzudrang zur Baugrube verhindert, eine tiefere Senkung des Wasserspiegels durch Ausschöpfen behufs Aushebens der Erde ermöglicht und das fertige Fundament geschützt und besser zusammengehalten.

§ 245.

Das Betonfundament.

Ueberall wo ein Schwellenrost oder Pfahlrost ausgeführt werden müßte, wird mit Vortheil die Betonfundirung angewendet, wie auch

überall, wo wegen des außergewöhnlichen Wasserzudranges durch den Grund einer Baugrube dieselbe nicht trocken gelegt werden kann.

Handelt es sich nur um die Anwendung des Betonfundamentes an Stelle des Schwellen- oder Pfahlrostes, so wird die Fundirung, resp. die Ausführung der Fundamentmauern bis an den Wasserspiegel, nach den Angaben des § 239 durchgeführt, durch Einsenken von Beton durch das Wasser hindurch auf den natürlichen Baugrund.

Soll dagegen mittelst einer Betonfundirung eine ganze Baugrube trocken gelegt werden, so wird dieselbe nach Fig. 237 Tafel 28 durchgeführt, indem der Grund nach thunlichst tiefem Ausschöpfen der Grube ausgehoben, die letztere entweder mit guten Spundwänden eingeschlossen oder aber mit einem Betonpfeiler ummauert wird. Nach gehöriger Ausebnung des Bodens wird sodann der Grund der ganzen Baugrube mit einer Betonschicht überdeckt und nach deren Erhärtung durch Ausschöpfen trocken gelegt. Die Dicke der Betonschicht richtet sich nach der Ausdehnung der Grube und der von unten nach der Entleerung der letztern auf die Schicht drückenden Wassersäule.

Bloße Mauern erhalten eine Betonfundirung, die zwei- bis dreimal breiter ist als die Dicke der Mauer und es erhält die Betonschicht eine Dicke (Höhe) von $^1/_2$ bis 1 Meter.

Bei Fundirungen auf leichtem, sandigem Untergrunde, in welchen Quellen durchbrechen und eine Auflockerung des Baugrundes stattfinden würde, wird die ganze Baugrube mit einer Betonschicht von $^1/_2$ Meter Dicke bedeckt oder es wird ebenfalls die Fundirung nach Fig. 237 Tafel 28 ausgeführt, bei welcher die Baugrube nur den Mauern entlang ausgehoben, mit Beton ummauert und dann ausgeschöpft wird, wonach das Aufmauern in der trocken geschöpften Betongrube ungehindert vor sich gehn kann.

Gewöhnlich werden die Spundwände erst mit Beton hinterfüllt (oft wird auch Erde zum Abdichten der Spundwände verwendet), wenn der Grund bereits mit Beton belgt ist.

§ 246.

Bestimmung der Dicke eines Betonfundamentes.

Es ist namentlich darauf Rücksicht zu nehmen, daß diese Stärke keineswegs durch das Gewicht des darauf gestellten Baues bedingt wird, wohl aber von dem Drucke des von unten wirkenden Wassers abhängt, welcher das Betonbett zu heben und wegen der daraufstehenden Mauern

zu zerbrechen strebt. Das Betonbett wird sonach nicht auf rückwirkende, sondern auf relative Festigkeit in Anspruch genommen und soll eine Dicke erhalten, daß es dem auf Abbrechen wirkenden Druck auf das ganze Bett an jeder Stelle widersteht.

Wenn man die erforderliche Dicke eines Betonfundamentes zu bestimmen hat, so kann man sich erfahrungsmäßig der gewöhnlichen Festigkeitsregeln bedienen, wenn man berücksichtigt, daß die absolute und relative Festigkeit des Beton bedeutend kleiner ist als die rückwirkende und nicht über 7 Kilo per 1 Quadrat-Centimeter Querschnitt angenommen werden darf.

Man erhält sodann gut mit den Thatsachen übereinstimmende Werthe, wenn man die zu berechnende Betonschicht an beiden Enden als unterstützt betrachtet, während auf die ganze Schicht ein Wasserdruck einwirkt, welcher gleich ist dem Abstand des äußern Oberwassers über der untern Ebene der Betonfläche.

Nennt man

- b die Länge (Breite) des Betonbettes zwischen den einander näher liegenden Fangdämmen,
- e die Dicke des Betonfundamentes,
- h die Höhe des äußern Wasserstandes über dem Betonbette (dessen unterer Ebene),
- y das Gewicht eines Cubikmeters Beton,
- y_2 " " " " Wasser = 1000 Kilo,

so ist zunächst das Gewicht eines Cubikmeters Beton = 1500 Kilo, wenn Ziegelsteine, und = 2000 bis 2500, wenn Bruch- oder Kieselsteine zu dessen Bereitung verwendet werden.

Der Wasserdruck auf das Betonfundament auf einen Streifen von 1 Meter Breite ist nun

$$P = b\,h\,y_2 = 1000\,b\,h \text{ Kilo.}$$

Das Gewicht der Betonmasse, welche dem obigen Drucke entgegenwirkt, ist gleich

$$Q = b\,e\,y \quad \text{oder im Mittel} \quad = 2000\,b\,e.$$

Die Betonschicht hat somit einen gleichmäßig vertheilten Druck auszuhalten von

$$1000\,b\,h - 2000\,b\,e.$$

Der Widerstand der 1 Meter breiten Betonschicht gegen das Zerbrechen unter den oben angenommenen Umständen ist nun

$$P_2 = \frac{8\,R}{6\,b}\,e^2 \text{ Kilo,}$$

wenn R = 70000 die relative Festigkeit des Beton per 1 Quadratmeter Querschnitt bezeichnet.

Die Dicke e des Fundamentes muß nun offenbar so groß sein, daß der Widerstand wenigstens gleich wird dem Drucke des Wassers, d. h. es muß sein

$$1000\,b\,h - 2000\,b\,e = \frac{8R}{6b}\,e^2,$$

woraus e durch Probiren leicht zu ermitteln ist.

Beispiel. Es betrage die Wasserhöhe h = 4 Meter, die Länge b des Fundamentes = 10 Meter (als Länge darf man hier immer die kleinere Dimension des Fundamentes in Rechnung bringen), so soll sein

$$1000 \times 10 \times 4 - 2000 \times 10 \times \text{Dicke } e = \frac{8 \times 70000}{6 \times 10} \text{ Dicke } e^2.$$

Nimmt man nun versuchsweise für die Dicke e den Werth 1 Meter an, so müßte sein

$$1000 \times 10 \times 4 - 2000 \times 10 = \frac{8 \times 70000}{6 \times 10};$$

was nicht der Fall ist, da e zu klein angenommen wurde.

Setzt man e = 1,5, so zeigt die Rechnung, daß diese Annahme zu groß ist. Setzt man schließlich e = 1,2 Meter, so erhalten die Glieder obiger Gleichung denselben Werth und es ist daher die gesuchte Dicke e = 1,2 Meter.

Bei Fundamenten von kleinerer Ausdehnung nimmt man die Stärke der Betonschicht in der Regel zu 0,45 Meter bis 0,6 Meter an; bei Schleußenbauten von 6 bis 8 Meter Länge des Fundamentes zu 1 Meter.

Bei einer Schleußenbaute von 22 Meter Fundamentlänge (als Länge die kleinere Dimension gerechnet) war die Betonschicht $2\frac{1}{4}$ Meter stark.

Bei sehr großer Ausdehnung des Baugrundes wird oft, um dem Betonfundament eine kleinere Dicke geben zu können, dasselbe vor dem Ausschöpfen des Wassers mit Steinen belastet, um dem Wasserdrucke von unten auch von oben mehr das Gleichgewicht zu bieten.

Der unvorhergesehene Durchbruch eines solchen Fundamentes ist aber in den meisten Fällen ein so fatales Ereigniß und schon so oft vorgekommen, daß es durchaus nicht rathsam ist, bei einer wichtigern Baute die Betonschicht schwächer als nach den obigen Regeln zu wählen.

B. Ueber die Dimensionen der Futtermauern, Dämme, Reservoirs und Gewölbe.

§ 247.

1. Futtermauern gegen Erddruck.

Bezeichnet man bei einer einfachen Futtermauer von derselben Höhe wie die daran stoßende Erdschicht (Fig. 275 Tafel 36) mit

h = die Höhe der Futtermauer,
b = die obere Dicke der Futtermauer,
B = die untere Dicke der Futtermauer,
a = den Neigungswinkel der Vorderfläche mit der Verticalen,

so ist

$$\frac{B}{h} = \sqrt{0{,}285^2 + \frac{1}{3}\,\mathrm{tang}^2\,a}$$

$$\frac{b}{h} = \frac{B}{h} - \mathrm{tang}\,a.$$

Für tang a =	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{20}$	0
wird $\frac{B}{h}$ =	0,308	0,301	0,294	0,291	0,289	0,286	0,285
und $\frac{b}{h}$ =	0,108	0,134	0,169	0,191	0,206	0,236	0,285.

Wenn die Futtermauer weniger hoch ist als die daran stoßende Erdschicht, so wird dieselbe nach Fig. 276 Tafel 36 oben und unten in gleicher Dicke aufgeführt und es ist diese letztere so stark zu wählen, als wenn sie die Höhe der ganzen Erdschicht erhalten hätte.

Ist daher h die Höhe der Mauer und h_1 die über die Mauer hervorragende Höhe der Erdschicht, so ist die Dicke der Futtermauer

$$b = 0{,}285\,(h + h_1).$$

2. Mauern gegen Wasserdruck.

Unter der Voraussetzung, daß eine Mauer von größerer Länge (über 5 bis 6 Meter) ohne besondere Verstärkungspfeiler durch ihre eigene Widerstandsfähigkeit dem Drucke des Wassers Widerstand zu leisten hat, wird die erforderliche Dicke der Mauer an ihrer Basis

$$B = 0{,}45 \text{ bis } 0{,}5\,h.$$

Die obenstehenden Regeln gelten indessen nur bei Anwendung gewöhnlichen Bruchstein-Mauerwerkes, und wo es sich um Mauern aus anderem Materiale handelt, oder überhaupt in wichtigern Fällen, hat man sich der nachfolgenden Formeln und Tabelle zu bedienen.

3. Mauern aus verschiedenem Materiale gegen Erd- und Wasserdruck.

Die Dicke der Mauer, welche unten und oben als gleich stark angenommen wird, ist abhängig von dem specifischen Gewichte des verwendeten Materiales und demjenigen der drückenden Erde (oder Wasser), sowie ferner von dem Reibungswinkel oder der natürlichen Böschung der Erde.

Bezeichnet man mit

a den Winkel (Fig. 276 Tafel 36) der natürlichen Böschung mit der Horizontalen (die natürliche Böschung ist diejenige geneigte Linie, welche die äußere Begrenzungsfläche des aufgeworfenen Erdhaufens von selber annimmt),

b die Dicke der Mauer,

h die Höhe der Mauer,

h_1 die Höhe der über die Mauer hervorragenden Erdschicht,

i das Gewicht eines Cubikmeters Erde,

i_2 das Gewicht eines Cubikmeters Mauerwerk,

f Tangente des Winkels a,

so sind zunächst die Werthe von a und f für die verschiedenen Erdarten folgende:

für feinen, sehr trockenen Sand ist Winkel $a = 30^0$ und $f = 0{,}57$,
„ feine, trockene, lose Erde . . „ „ $a = 43^0$ „ $f = 0{,}93$,
„ gewöhnliche, stark feuchte Erde „ „ $a = 36^0$ „ $f = 0{,}72$,
„ sehr feste, dichte Erde . . . „ „ $a = 55^0$ „ $f = 1{,}42$,
„ die gewöhnliche, mäßig feuchte gröbere Erde . . . . . „ „ $a = 45^0$ „ $f = 1{,}00$,
„ Haldensturz, kleinere Steinstücke u. dgl. von 1 Cubikzoll bis 1 Cubikfuß Inhalt . . „ „ $a = 38^0$ „ $f = 0{,}78$.

Der Druck auf die Mauer fällt nun größer oder kleiner aus, je nachdem die Erde die Mauer nach Fig. 276 ganz bedeckt oder aber um eine gewisse Breite zurücksteht, Fig. 277.

In der folgenden Tabelle ist eine Breite dieses Rückstandes von 0,2 h sowie eine solche gleich der Mauerdicke in Berücksichtigung gezogen.

Die Mauerdicke wird in dem gewöhnlichen Falle, wo die Mauer ganz von der Erde bedeckt wird:

$$b = (h + h_1) \operatorname{tang}\left(45^0 - \frac{a}{2}\right) \sqrt{\frac{2{,}25\, i}{3\, i_2} \cdot \frac{h + h_1}{h}}.$$

Handelt es sich um eine Mauer gegen Wasserdruck, so wird h_1 negativ, $i = 1000$ und es wird die obige Formel:

$$b = 0{,}845\,(h - h_1) \sqrt{\frac{1000}{i_2}},$$

wobei h_1 die Höhe bezeichnet, um welche die Mauer über den Wasserspiegel hervorragt, während h wie vorhin die ganze Höhe der Mauer bezeichnet.

Bei Wehren und Dämmen hat die Mauer nicht nur den Wasserdruck auszuhalten, sondern auch den Wasserstoß und Wellenschlag; es können sich ferner Massen von Erde u. dgl. anhäufen, so daß für i nicht der Werth 1000 Kilo, sondern 1800 Kilo gesetzt werden muß, welch letzterer das Gewicht von 1 Cubikmeter nasser Erde ist.

Um die Gewichte i_2 gleich bei der Hand zu haben, werden dieselben hier noch aufgeführt.

Es wiegt:

1	Cubikmeter	feiner, trockener Sand	1400	Kilo.
1	„	feiner, feuchter Sand	1900	„
1	„	feuchter Flußsand	1770	„
1	„	Erde, mit Kies und Steinen gemischt .	1900	„
1	„	Thon und Lehm	1600—1900	„
1	„	Kies	1400	„
1	„	Haldensturz	1600	„
1	„	harte Hausteine	2300	„
1	„	gewöhnliche Erde im Mittel	1500	„
1	„	Mauer aus harten Bruchsteinen und Mörtel	2200	„

Tabelle über die Stärke der Mauern (mit Mörtel gemauert) gegen Erddruck.

Werth von $\frac{h_1}{h}$	Werthe von $\frac{b}{h}$ für										
	$\frac{i_1}{i}=1$; $f=0{,}6$		$\frac{i_1}{i}=1$; $f=1{,}4$		$\frac{i_1}{i}=1{,}5$; $f=1$			$\frac{i_1}{i}=1{,}7$; $f=0{,}6$		$\frac{i_1}{i}=1{,}7$; $f=1{,}4$	
	Rückstand $=0$	Rückstand $=0{,}2\,h$	Rückstand $=0$	Rückstand $=0{,}2\,h$	Rückstand $=0$	Rückstand $=0{,}2\,h$	Rückstand $=b$	Rückstand $=0$	Rückstand $=0{,}2\,h$	Rückstand $=0$	Rückstand $=0{,}2\,h$
0,0	0,452	0,452	0,258	0,258	0,270	0,270	0,270	0,350	0,350	0,198	0,198
0,1	0,498	0,507	0,282	0,290	0,303	0,306	0,303	0,393	0,398	0,222	0,229
0,2	0,548	0,563	0,309	0,326	0,336	0,342	0,326	0,439	0,445	0,249	0,262
0,3	0,604	0,618	0,338	0,361	0,368	0,375	0,343	0,485	0,489	0,274	0,283
0,4	0,665	0,670	0,369	0,394	0,399	0,405	0,357	0,532	0,522	0,303	0,299
0,5	0,726	0,717	0,402	0,423	0,436	0,431	0,368	0,579	0,549	0,332	0,314
0,6	0,778	0,754	0,436	0,450	0,477	0,457	0,377	0,617	0,572	0,360	0,328
0,7	0,824	0,790	0,472	0,476	0,512	0,481	0,385	0,645	0,593	0,387	0,343
0,8	0,867	0,820	0,510	0,501	0,544	0,504	0,391	0,668	0,610	0,413	0,357
0,9	0,903	0,848	0,541	0,524	0,575	0,523	0,398	0,690	0,624	0,437	0,371
1,0	0,930	0,873	0,571	0,546	0,605	0,540	0,405	0,707	0,636	0,457	0,384
1,4	1,023	0,945	0,684	0,624	0,696	0,602	0,416	0,762	0,672	0,537	0,428
2,0	1,107	1,004	0,812	0,714	0,795	0,655	0,425	0,811	0,705	0,622	0,475
3,0	1,180	1,060	0,981	0,835	0,892	0,717	0,435	0,852	0,731	0,726	0,531
5,0	1,247	1,101	1,206	0,994	1,002	0,779	0,445	0,883	0,751	0,862	0,596
10,0	1,283	1,137	1,508	1,182	1,109	0,839	0,452	0,909	0,771	1,013	0,667
20,0	1,309	1,156	1,757	1,327	1,171	0,878	0,456	0,922	0,780	1,129	0,712
30,0	1,316	1,162	1,866	1,389	1,194	0,894	0,458	0,926	0,783	1,174	0,730
unendlich	1,337	1,175	2,144	1,541	1,243	0,927	0,461	0,934	0,789	1,279	0,769

Beispiel. a) Welche Stärke erhält eine Mauer aus behauenen Quadersteinen, welche eine Höhe von 6 Metern hat und einem Wasserdrucke von 5 Metern Widerstand leisten soll?

Es wird

$$b = 0{,}845\,(6-1)\sqrt{\frac{1000}{2300}} = 2{,}74 \text{ Meter.}$$

b) Eine Mauer von 2 Meter Höhe hat einen Abhang aus Haldensturz von 8 Meter Höhe zu stützen, wobei der letztere die Mauer bedeckt, der Rückstand also gleich Null ist. Welche Dicke muß die Mauer erhalten, wenn sie aus gewöhnlichen harten Bruchsteinen mit Mörtel aufgeführt wird?

Es wird hier

$$i = 1600;\quad i_2 = 2200;\quad f = 0{,}78;\quad a = 38^0;\quad h_1 = 6;\quad \frac{i_2}{i} = 1{,}4;$$

und somit die gesuchte Dicke

$$b = (2+6)\,\text{tang}\left(45^0 - \frac{38^0}{2}\right)\sqrt{\frac{2{,}25 \times 1600}{3 \times 2200} \times \frac{2+6}{2}} = 5{,}6 \text{ Meter.}$$

Hätte dagegen die Mauer die ganze Höhe des Haldensturzes selbst, so würde die Dicke derselben nur die Hälfte der eben gefundenen, nämlich nur 2,8 Meter betragen.

Anmerkung. In der Praxis findet man häufig wesentlich geringere Mauerdicken angewendet, als die obigen Formeln ergeben. Es mag daher bemerkt werden, daß die Sicherheit bei den obigen Ausdrücken nur eine $2\,^1/_4$fache ist, wobei allerdings die Cohäsion des Mauerwerkes in Bezug auf seitliche Stützpfeiler nicht berücksichtigt ist. Die gegebenen Regeln gelten für längere Mauern ohne Verstärkungspfeiler.

4. Lange Mauern für sehr hohen Wasserdruck.

Mauern von mäßiger Höhe werden in der Regel oben und unten in gleicher Stärke aufgeführt. Wo indessen der Wasserdruck eine größere Höhe bis zu 20 und 50 Metern erreicht, lassen sich Mauern von Reservoirs oder Dämmen nicht mehr in dieser Weise ausführen, indem dieselben zu kostspielig ausfallen würden.

Den Festigkeits-Verhältnissen entsprechend darf die Stärke einer solchen Mauer von unten nach oben (wo der Druck zuletzt gleich Null wird) in einem gewissen Verhältnisse abnehmen und es entsteht nun die Frage, welche Form des Querschnittes eine solche Mauer erhalten muß, damit sie an allen Stellen dieselbe Festigkeit (Sicherheit) darbietet und doch am billigsten ausfällt. Bei Wasserbauten dieser Art handelt es

sich gewöhnlich um ganz bedeutende Massen und Summen, welche zur Verwendung gelangen müssen, und es haben daher die Wasserbau-Ingenieure diesem Gegenstande von jeher große Aufmerksamkeit geschenkt. Man will bei solchen Bauten in der Regel absolut sicher gehn und anderseits doch nicht mehr auslegen, als ohnehin nothwendig ist.

Die nachfolgenden Regeln stützen sich auf zahlreiche ausgeführte Bauten dieser Art und sind von den Ingenieuren J. B. Kranz (ingenieur en chef des ponts et chaussées), M. Sazilly und Graeff-Delocre abgeleitet worden. Sie bieten erfahrungsmäßig vollständige Sicherheit dar.

(Ueber deren Begründung siehe Annales dos ponts et chaussées, 1853, 1866, 1870; Études sur les murs des reservoirs von Kranz, bei Dunod, Paris 1870; ferner: Hydraulica matematica e pratica von J. C. Nazzani, 1877, Palermo.)

Regeln für die Ausführung der Mauern großer Reservoirs, Dämme ꝛc.

1) Gemauerte Dämme stellen sich im Preise nicht höher als Dämme aus Erde von gleicher Widerstandsfähigkeit, wenn man gewöhnliche Bruchsteine für 20 Frcs. per Cubikmeter in der Nähe hat und der Erdtransport sich nicht ganz außergewöhnlich günstig gestaltet.
2) Das passendste Material zur Aufführung großer Bauten dieser Art sind gewöhnliche Bruchsteine von unregelmäßiger Form, mit hydraulischem Mörtel gemauert.

   Der Cubikmeter solchen Mauerwerks stellt sich auf circa 20 Frcs. im Preise und wiegt ungefähr 2300 Kilo.
3) Der Bau soll so ausgeführt werden, daß der Druck per 1 Quadrat-Centimeter Mauerwerk nicht über 6 Kilo steigt.
4) Bei der Aufführung auf felsigem Grund soll das Gemäuer mit tief in den Felsen eingreifenden Vorsprüngen versehen sein.
5) Der Baugrund soll schief gegen die Wasserseite zu geneigt werden, damit der Wasserdruck die Mauer eine schiefe Ebene hinauf stoßen müßte, wenn überhaupt ein Gleiten jemals eintreten könnte.
6) Die Breite der Mauerkrone soll nicht weniger als 2 Meter betragen.
7) Alle vorstehenden Theile wie Capitäle u. dgl. auf der dem Wellenschlag zugekehrten Seite sind zu vermeiden.
8) Eine gewölbeartige Krümmung der Dämme im Grundriß ist zu vermeiden; es kann dadurch die Widerstandsfähigkeit bei größern Dimensionen wesentlich beeinträchtigt werden. Wo eine solche Krümmung bei sehr soliden Widerlagern nichtsdestoweniger an-

gewendet wird, darf dennoch die Mauerdicke nicht schwächer gemacht werden, als bei einer geraden Mauer.

Bei kurzen Mauern dagegen läßt sich die Krümmung practisch verwerthen.

9) Verstärkungspfeiler sollen bei Mauern von großer Länge nicht angewendet werden und es ist vortheilhafter, das darauf zu verwendende Material zur Verstärkung der Mauer selbst zu verwenden.

10) Querschnittsform und Dimensionen. Sorgfältige Vergleichungen haben für die Querschnittsform und die Dimensionen der Mauern für großen Wasserdruck Folgendes ergeben.

Bei einem Wasserdrucke bis zu 35 Meter Höhe erhalten die Mauern die in Fig. 274 Tafel 36 abgebildete Form.

Bei noch größerm Wasserdrucke bis zu 50 Meter Höhe erhalten die obigen Mauern noch einen besondern Untersatz nach Fig. 273 Tafel 36.

Die nachfolgenden Tabellen enthalten die Werthe der Abmessungen für einen Wasserdruck von 5 bis 50 Metern; ferner die Querschnittsfläche der ganzen Mauer oder das Volumen per 1 Meter Länge; die mittlere Dicke der Mauer; den effectiven Druck, welchen das Material auszuhalten hat; das Verhältniß des horizontalen Wasserdruckes zum Gewicht der Mauer.

Wie man aus der Tabelle ersieht, müssen solche Mauern oder Dämme ungeheure Stärken erhalten, wenn es sich um Druckhöhen von so bedeutender Größe handelt.

Unter die hier angegebenen Werthe zu gehn, ist in keinem Falle anzurathen, denn die größten bewährten Bauten dieser Art in der Schweiz, in Frankreich, in Italien und in Spanien weisen Stärkeverhältnisse auf, welche theils gleich, theils noch etwas größer, niemals aber kleiner sind, als die angegebenen Werthe.

Fig. 274 Tafel 36 zeigt den nach den angegebenen Werthen aufgerissenen Querschnitt einer Mauer für einen Wasserdruck von 20 Metern und sind in diesem Querschnitte nicht nur die Dimensionen des Mauerwerkes, sondern auch die Richtungen und die Größe der auf den Pfeiler einwirkenden Kräfte per 1 Meter Breite angeführt. So ist die horizontale Componente des Wasserdruckes 200 Tonnen, das Gewicht des Pfeilers, vertical abwärts wirkend, 393 Tonnen, der schief wirkende totale Wasserdruck 207 Tonnen und die Resultante aller auf den Pfeiler einwirkenden Kräfte schief abwärts in der Richtung P ist 441 Tonnen Druck.

I. Dimensionen der Mauern gegen hohen Wasserdruck.
(Fig. 273 und 274 Tafel 36.)

Druckhöhe des Wassers H	Höhe des untern Sockels H_1	Breite der Krone AB	Höhe der Krone über dem Wasserspiegel BC	Pfeil der Mauer		Neigung des Sockels		Krümmungs-Halbmesser		Breite des Mauerfußes
				gegen die Wasserseite DN	gegen die Außenseite LM	Wasserseite GF	Außenseite IK	Wasserseite R	Außenseite R_1	
Meter	Meter	Meter	Meter	Meter	Meter	Meter	Meter	Meter	Meter	Meter
5	—	2,00	0,50	1,00	1,00	—	—	13	13	4,00
10	—	2,50	1,00	2,00	2,50	—	—	26	21,25	7,00
15	—	3,00	1,50	3,00	4,50	—	—	39	27,25	10,50
20	—	3,50	2,00	4,00	7,00	—	—	52	32,07	14,50
25	—	4,00	2,50	5,00	10,00	—	—	65	36,25	19,00
30	—	4,50	3,00	6,00	13,50	—	—	78	40,08	24,00
35	—	5,00	3,50	7,00	17,50	—	—	91	43,75	29,50
40	5	5,00	3,50	7,00	17,50	3,33	5	91	43,75	39,83
45	10	5,00	3,50	7,00	17,50	6,67	10	91	43,75	48,17
50	15	5,00	3,50	7,00	17,50	10,00	15	91	43,75	56,50

II. Kräfte-Verhältniß und Volumen bei Mauern gegen hohen Wasserdruck
nach Fig. 273 und 274 Tafel 36.

Druckhöhe des Wassers	Querschnittsfläche der Mauer oder Volum per 1 Meter Länge	Druck auf 1 Quadrat-Centimeter am Fuße der Mauer				Verhältniß der Momente		Mittlere Dicke der Mauer
		bei leerem Reservoir		bei vollem Reservoir		des horizontalen Wasserdruckes zu demjenigen der Gewichte	des horizontalen Wasserdruckes zu demjenigen des Verticaldruckes	
		Maximum	Mittel	Maximum	Mittel			
Meter	Cub.-Met.	Kilo	Kilo	Kilo	Kilo			Meter
5	14,28	0,82	0,82	1,45	0,91	0,27	0,34	2,86
10	42,19	1,56	1,39	3,00	1,58	0,38	0,44	4,22
15	85,96	2,37	1,88	4,08	2,17	0,40	0,49	5,78
20	147,66	3,19	2,34	4,80	2,71	0,39	0,50	7,38
25	229,12	4,05	2,77	5,21	3,22	0,36	0,51	9,16
30	331,89	4,90	3,18	5,45	3,68	0,34	0,50	11,06
35	457,29	5,76	3,57	5,49	4,12	0,31	0,50	13,07
40	635,62	5,27	3,67	5,04	4,49	0,24	0,44	15,89
45	855,64	5,56	4,09	5,36	5,05	0,21	0,41	19,01
50	1117,29	5,97	4,55	5,71	5,65	0,19	0,39	22,35

Die nachfolgende Tabelle enthält die Werthe der zur Wirkung gelangenden Kräfte und Momente für verschiedene Wasserdruckhöhen und zwar jeweilen per 1 Meter Breite der Mauer berechnet.

Die Tabelle enthält ferner alle nöthigen Daten, welche theils zu Kostenberechnungen, theils zur Orientirung über die wirkliche Inanspruchnahme des Mauerwerkes erforderlich sind.

Tabelle über die Größe der wirkenden Pressungen, die Stabilitätsverhältnisse ꝛc. für Mauern gegen hohen Wasserdruck per 1 Meter Mauerbreite,

nach Fig. 273 und 274-Tafel 36.

Bezeichnung.	Druckhöhe des Wassers									
	5 Met.	10 Met.	15 Met.	20 Met.	25 Met.	30 Met.	35 Met.	40 Met.	45 Met.	50 Met.
Horizontale Componente des Wasserdruckes auf die Mauer in Kilo .	12500	50000	112500	200000	312000	450000	612500	800000	1012500	1250000
Verticale Componente dgl. in Kilo .	3360	13439	30239	53758	83996	120955	164633	324508	466433	624633
Resultante des Druckes in Kilo . .	12944	51775	116493	207099	323592	465972	634240	863311	1114770	1397380
Winkel der Resultante mit der Horizontalen	15° 2′	15° 2′	15° 2′	15° 2′	15° 2′	15° 2′	15° 2′	22° 4′	24° 44′	26° 33′
Volumen des Mauerwerks in Cubm.	14,28	42,19	85,96	147,6	229,1	331,9	457,3	635,6	855,6	1117,9
Gewicht der Mauer in Kilo . . .	32844	97027	197708	339618	526976	763347	1051774	1461921	1967980	2569700
Breite der Mauer an der Basis in Metern	4,00	7,00	10,50	14,50	19,00	24,00	29,50	39,83	48,17	56,50
Summe des Gewichtes und Verticaldruckes	36204	110466	227947	393376	612972	884302	1216407	1786429	2434412	3194407
Druck per 1 Quadratcentimeter der Mauer bei gefülltem Reservoir in Kilo:										
Maximum	1,45	3,00	4,08	4,80	5,21	5,45	5,49	5,04	5,36	5,71
im Mittel	0,91	1,58	2,17	2,71	3,22	3,68	4,12	4,49	5,05	5,65
Moment des Kippens, Kilo . . .	20880	166500	562500	1334000	2603000	4500000	7147000	10664000	15187000	20837000
Stabilitätsmoment, Kilo	77840	437450	1408710	3453810	7197250	13423000	23099000	44767000	72667000	110782000
Verhältniß des erstern zum letztern	0,27	0,38	0,40	0,39	0,36	0,34	0,31	0,24	0,21	0,19
Verhältniß der horizontalen Pressung zum verticalen Druck	0,34	0,44	0,49	0,50	0,51	0,50	0,50	0,44	0,41	0,39
Mittlere Dicke der Mauer zur Berechnung des Volumens, Meter .	2,86	4,22	5,73	7,38	9,16	11,06	13,07	15,89	19,01	22,35

Die Sicherheit, welche eine nach vorstehender Tabelle ausgeführte Mauer gewährt, läßt sich am besten aus folgenden Daten beurtheilen:

Die Kraft, welche nöthig ist, um zwei aufeinander liegende, mit noch flüssigem Mörtel vereinigte Steine aufeinander zu verschieben, beträgt circa 0,75 vom Gewichte des gleitenden Steines.

Ein seitliches Gleiten der Mauer könnte also dann eintreten, wenn der horizontale Wasserdruck $^3/_4$ vom Gewichte der Mauer (des betrachteten Mauerstückes) erreichen würde.

Die zweite der vorstehenden Tabellen zeigt nun, daß dieses Verhältniß bei den angegebenen Dimensionen zwischen 0,34 und 0,51 schwankt.

Nach dem Trocknen hält der hydraulische Mörtel aber die Steine mit großer Kraft zusammen, was bei der obigen Rechnung noch nicht berücksichtigt ist.

Gegen das Gleiten ist also die Sicherheit jedenfalls groß genug.

Damit die Mauer nicht um ihre äußere Kante kippt, ist nöthig, daß das Moment des Wasserdruckes dasjenige des verticalen Druckes (auf die Drehungskante bezogen) nicht erreicht.

Vernachlässigt man die Cohäsion zwischen Mörtel und Steinen, so variirt das obige Verhältniß laut Tabelle II. zwischen 0,29 und 0,40.

Die Mauer bietet also schon vermöge ihres Gewichtes allein genügende Sicherheit dar.

5. Dämme aus Erde gegen Wasserdruck.

Für mäßige Druckhöhen bis zu 10 und 15 Meter werden die Dämme statt aus Mauerwerk oft in Erde ausgeführt, namentlich wo Steine in der Nähe des Bauplatzes nicht leicht in gehöriger Menge erhältlich sind. In feuchtern Climaten sind diese Dämme allerdings zweckmäßig, sobald man über eine thonhaltige Erde verfügt.

Am besten hat sich eine Erde mit 40 % Thon und 60 % Sand bewährt.

Bei der Aufführung eines solchen Erddammes muß die Erde nur in dünnen Schichten von 10 bis 15 Centimeter Dicke aufgetragen und sorgfältig festgestampft werden, wenn nicht der dickste Damm Wasser durchsickern lassen soll.

Das Volumen eines Erddammes verhält sich zu demjenigen eines gemauerten Dammes wie 7 : 1, eine gleiche Widerstandsfähigkeit vorausgesetzt.

Die Festigkeit eines Dammes aus Erde ist ungleich weniger leicht auf eine zuverlässige Weise zu bestimmen, als diejenige eines gemauerten Dammes.

Es ist allgemeine Regel, die obere Breite eines solchen Dammes nicht unter 3 Meter, sonst aber der Höhe des Dammes gleich zu machen.

Die Dämme erhalten gewöhnlich 45° Böschung, so daß also die untere Breite derselben das Dreifache der Dammhöhe beträgt.

Ist man genöthigt, einen Damm aus weniger thonhaltiger Erde zu erstellen, so wird der Böschungswinkel nur 30° bis 40° gewählt und es fallen also die Dimensionen noch größer aus als vorhin angeführt.

Durch das Feststampfen wird die Erde sehr wesentlich dichter, indem ihr Volumen nur die Hälfte desjenigen der lockern Erde beträgt.

6. Gewölbe.

Nennt man x die Spannweite eines Gewölbes in Metern, d die Dicke des Gewölbes im Scheitel in Centimetern, so ist diese Dicke

a) für stark belastete Gewölbe, wie Brückengewölbe und solche mit größerm Wasserdruck oder Erddruck;

$$d = 30 + 4\,x \text{ Centimeter};$$

b) Gewölbe in Wohn- und Fabrikgebäuden, auch Kellergewölbe

$$d = 15 + 2\,x \text{ Centimeter};$$

c) für unbelastete Gewölbe

$$d = 8 + x \text{ Centimeter}.$$

Dabei ist vorausgesetzt, daß die Gewölbedicke bis zu den Widerlagern bis auf 2 d zunimmt.

7. Widerlager der Gewölbe.

Für die gewöhnlich vorkommende Höhe der Widerlager von $2\frac{1}{2}$ bis $3\frac{1}{2}$ Metern haben die Widerlager nachstehende Dicke zu erhalten:

a) bei halbkreisförmigen Gewölben $\frac{1}{5}$ bis $\frac{3}{11}$ der Spannweite,

b) bei flachen Gewölben mit wenigstens $\frac{1}{4}$ der Spannweite zur Pfeilhöhe $= \frac{1}{4}$ bis $\frac{3}{9}$ der Spannweite,

c) bei flachen Gewölben mit wenigstens $\frac{1}{8}$ der Spannweite zur Pfeilhöhe $= \frac{2}{7}$ bis $\frac{1}{4}$ der Spannweite,

d) bei scheitrechten Gewölben $= \frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4}$ der Spannweite.

Wenn die Widerlagspfeiler stark belastet sind, so können die Höhen der Widerlager (bis zum Gewölbe) auch noch größer sein; sind dagegen die Widerlager wenig belastet und ist deren Höhe bis zum Gewölbe größer als $3\frac{1}{2}$ Meter, so ist die Dicke der Widerlager noch um den vierten Theil der Mehrhöhe zu vergrößern.

Wasserbauten aus Beton.

§ 248.

Die Stärkeverhältnisse der Mauern und Gewölbe bei Wasserbauten aus Beton werden in Folge des innigen Zusammenhanges der Masse etwas andere als bei den Bauten aus gewöhnlichem Mauerwerke.

Alle Materialstärken, namentlich diejenigen der Gewölbe, werden bedeutend geringer bei Anwendung des Beton.

In Ermangelung specieller Regeln über diese Materialstärken sollen im Nachstehenden einige größere Wasserbauten aus Beton näher betrachtet werden, indem dieselben am besten als Anhaltspunkte zur Bestimmung der Stärkeverhältnisse neuer Bauten dieser Art dienen können.

1. Die Reservoirs von Passy.

Fig. 278 Tafel 36.

Der artesische Brunnen in Passy ergießt täglich 15 bis 17000 Cubikmeter Wasser in 2 übereinanderliegende ganz frei außerhalb der Erde stehende Reservoirs, welche nach Fig. 278 so angeordnet sind, daß die gewölbte Decke des untern Reservoirs den Boden des obern Reservoirs bildet.

Das obere Reservoir ist ganz offen und hat 2,750 Meter Tiefe. Das untere Reservoir hat 5,400 Meter Tiefe vom Boden bis zum innern Scheitel des Gewölbes.

Die Stärke der Gewölbe im Scheitel ist . . .	0,33	Meter.
Die Distanz der Gewölbepfeiler von Mitte zu Mitte	4,00	„
Stärke der Pfeiler an der Stelle, wo das Gewölbe beginnt	0,800	„
Stärke der Pfeiler über dem Sockel	1,00	„
Höhe der Sockel	1,00	„
Stärke der Sockel oben 1,20 Meter, unten . .	1,30	„
Stärke des Bodens, welcher direct auf dem sehr soliden natürlichen Terrain aufliegt . . .	0,30	„
Tiefe des Sockelanfangs unter dem Boden des Reservoirs	0,50	„

Wie bereits erwähnt, sind die Reservoirs ganz freistehend über der Erde aufgeführt, so daß die Mauern den vollen Wasserdruck auszuhalten haben.

Die Mauern sind auf der innern Seite vertical und haben außen eine Böschung von 1/10.

Der Boden des obern Reservoirs schließt sich mit einer Krümmung von 0,5 Meter Radius, derjenige des untern Reservoirs mit einer solchen von 2 Meter Radius an die äußern Mauern an.

Um das Widerstandsmoment der Umfassungsmauern zu vermehren, ist die Mauer des obern Reservoirs gegenüber derjenigen des untern zurückgesetzt. Aus demselben Grunde ist das Fundament der Umfassungsmauern nach außen verschoben.

2. Turbinen-Anlage der Papierfabrik Perlen bei Luzern.

Die Fig. 242 bis 247 Tafel 30 stellen in $^1/_{200}$ der wirklichen Größe den Turbinen-Einbau des obgenannten Etablissements dar, welches zu den großartigsten und besteingerichtetsten dieser Art gehört. Die baulichen Einrichtungen desselben wurden von den Herren Ingenieuren Largin und Großmann in Luzern, die mechanischen Einrichtungen dagegen von den Maschinenwerkstätten der Herren Theodor und Friedrich Bell in Kriens (bei Luzern) ausgeführt.

An dieser Stelle soll vorerst nur der bauliche Theil der Wasseranlage näher betrachtet werden, während die Turbinen-Anlage selbst im 2. Bande des Werkes ausführlicher beschrieben und dargestellt werden wird.

Der Wasserbau der Turbinen-Anlage ist quer über einer erweiterten Stelle des Canals aufgeführt und zur Placirung von sechs Turbinen eingerichtet.

In der Mitte des Baues befinden sich zwei Leerläufe und symmetrisch von der Mitte aus jederseits 3 Turbinenkammern, an den beiden äußern Enden wiederum je ein Leerlauf.

Des Raumes halber ist die Zeichnung abgebrochen und nur die eine (linke) Hälfte der Anlage ist vollständig dargestellt.

Die Anlage ist für die Benutzung einer minimalen Wassermenge von 24000 Litern per Secunde bestimmt, so daß auf jede der sechs Turbinen ein Wasserquantum von 4000 Litern per Secunde trifft, bei welchem die von jeder Turbine bei einem Gefälle von 2,70 Meter entwickelte Nutzleistung 100 Pferdekräfte beträgt.

Die totale Kraftentwicklung ist somit 600 effective Pferdekräfte, von welchen die Hälfte zum Betriebe der auf der linken Seite der Turbinen-Anlage errichteten Papierfabrik verwendet wird, während die andere Hälfte zur Zeit noch nicht ausgenützt worden ist.

Daß nichtsdestoweniger der ganze Wasserbau für alle sechs Motoren schon von Anfang an ausgeführt wurde, während vorläufig nur die Hälfte der disponiblen Wasserkraft ausgenützt wird, liegt darin begründet, daß die vordere Mauer, welche den Abschluß des Obergrabens (sozusagen das Wehr) bildet, ohnedieß auf die ganze Breite des Canales hätte erstellt werden müssen, durch einen später (nach Jahren) erfolgenden Anschluß der Querpfeiler aber keine innige Verbindung mehr beim Beton erzielt werden könnte, abgesehen davon, daß die Trockenlegung des Baugrundes wie überhaupt die Ausführung des ganzen Baues auf einmal verhältnißmäßig weit billiger zu stehen kam, als wenn die andere Hälfte des Baues später extra hätte erstellt werden müssen.

Die Breite der Turbinenkammern ist 4,500 Meter, die Länge 6,100 Meter, die Breite der Leerlaufkammern 3,400 Meter.

Die Breite des Einlaufes in jede Turbinenkammer ist 4,500 Meter, die Wassertiefe im Obergraben an der Einlaufstelle ins Turbinenhaus 1,350 Meter.

Es ist somit der Querschnitt des Wasserkörpers im Einlauf in die Turbinenkammern = 4,500 Meter × 1,350 Meter = circa 6 Quadratmeter und daher die Geschwindigkeit des Wassereinlaufes = $^{4000}/_{6000}$ = 0,66 Meter per Secunde.

Ungefähr ebenso groß ist die Geschwindigkeit des Wassers im Obergraben vor dem Turbinenhause, d. h. in der erweiterten Stelle desselben.

Der untere Theil der Turbinenkammern ist 4,100 Meter breit; dieselbe Breite haben die Ausflußöffnungen der Kammern.

Die Wassertiefe in den Kammern ist 1,350 Meter, wie auch in dem an das Turbinenhaus angrenzenden erweiterten Theile des Ablaufcanales.

Die Trockenlegung des Baugrundes geschah durch ein Betonbett (Betonfundament) von 0,60 Meter Dicke, welches sich, wie aus den Querschnitten Fig. 244 und 245 ersichtlich ist, auf die ganze Ausdehnung des Baugrundes erstreckt.

An seinem untern Ende lehnt sich dieses Betonfundament zunächst an eine Pfahlwand Fig. 243 und 245. Etwas von diesem untern

Ende entfernt ist eine Art Spundwand in das Betonbett eingeschaltet, um das Unterwaschen (Unterspülen) zu verhindern.

Zu demselben Zwecke ist vor dem vordern Mauerpfeiler (Einlaufpfeiler) eine tiefe Spundwand angebracht.

In den Leerlaufkammern fällt das Wasser auf eine Tiefe von 2,700 Meter grade herunter und übt dabei eine solche Wirkung aus, daß man sich dieselbe nur dadurch anschaulich machen kann, daß man sich vorstellt, daß dieselbe einer Kraftentwicklung von 100 Pferdestärken gleichkommt.

Es ist leicht zu erachten, daß der Boden dieser Kammern, welcher durch das erwähnte Betonbett gebildet wird, auf's sorgfältigste befestigt werden mußte.

Wie aus dem Längenschnitt Fig. 242 und aus dem Querschnitt Fig. 244 ersichtlich, ist dieß dadurch erreicht worden, daß in jeder Kammer 3 Reihen Pfähle mit einer Anzahl Querbalken eingeschaltet sind, die einem hölzernen Boden zur Befestigung dienen, welcher später leicht ausgewechselt resp. erneuert werden kann.

Der vordere Mauerpfeiler (Einlaufpfeiler), gegen welchen sich die Einlaufschützen lehnen und welcher somit den vollen Wasserdruck des Oberwassers auszuhalten hat, hat in seinem obern Theile (mit den Einlauföffnungen) eine Stärke von 0,900 Meter, in seinem untern Theile, welcher noch dem Erddruck ausgesetzt ist, dagegen eine solche von 1,400 Meter bei einer ganzen Höhe von circa 4,000 Meter (vom Oberwasserspiegel an gerechnet).

Der hintere Mauerpfeiler mit den Auslaufgewölben hat unten eine Stärke von 1,100 Meter und oben eine solche von 0,900 Meter.

Die Zwischenpfeiler zwischen den einzelnen Turbinenkammern sind unten 2,200 Meter und oben 1,800 Meter stark. Diese bedeutende Stärke ist nicht durch bauliche Gründe, sondern durch die mechanische Anlage (wegen Lagerung der Transmission) bedingt.

Die von den einzelnen Turbinen entwickelte Kraft wird nämlich durch Stirnräder auf 2 seitlich angebrachte Hauptwellen 3 und 4 übertragen und diese Stirnräder sind mitten auf den Zwischenpfeilern gelagert.

Die beiden seitlichen Wellen 3 und 4 geben durch conische Getriebe bei z die Kraft an die gemeinschaftliche Haupttransmission 5 der Papierfabrik ab.

Die Zwischenpfeiler zwischen Turbinen- und Leerlaufkammern haben eine Stärke von 1,350 Meter unten und 1,100 Meter oben.

In dem Querschnitte der Leerlaufkammern Fig. 244 ist unter dem Einlaufcanale noch ein zweiter Canal eingezeichnet, welcher indessen nur bei einer Kammer vorhanden ist und zwar ist dieß der Ablaufcanal zweier weiter oberhalb angebrachter kleinerer Turbinen zum Betriebe der Papiermaschinen allein, welche des exacten gleichmäßigen Ganges halber nicht von der Haupttransmission aus angetrieben werden dürfen.

Die mit U bezeichnete Spundwand im Betonfundamente war beim Beginne des Baues höher aufgeführt und ebenso auch die mit s bezeichnete untere Spundwand *).

Im zweiten Bande des Werkes wird ein anderer äußerst interessanter Turbinen-Einbau behandelt werden, welcher ebenfalls von den Herren Ingenieuren Largin und Großmann in Luzern ausgeführt worden ist, einer Firma, welche schon zahlreiche großartige und bewährte Wasserbauten in der Schweiz und in Italien ausgeführt hat und in dieser Branche die weitgehendsten Erfahrungen besitzt.

3. Turbinen-Anlage in Bellegarde.

Tafeln 31, 32 und 33.

Die vorliegende Turbinen-Anlage gehört zu den großartigsten und interessantesten ihrer Art und wenn dieselbe hinsichtlich der Zweckmäßigkeit in der allgemeinen Anordnung des Wasserbaues auch Manches zu wünschen übrig läßt, so waren andrerseits so bedeutende bauliche Schwierigkeiten zu überwinden und so colossale Wassermassen zu bewältigen, daß die Ausführung des ganzen Baues (die Anordnung einmal als gegeben betrachtet) eine mustergiltige genannt werden muß.

Eine Actiengesellschaft hatte sich die Aufgabe gestellt, die disponible Wasserkraft der Rhone (bei Bellegarde in Frankreich) im Betrage von 12000 Pferdekräften für die dortige Industrie theilweise nutzbar zu machen.

Zu dem Zwecke wurde durch einen 550 Meter langen in den Felsen eingesprengten Tunnel-Canal das Wasser einem Turbinenhause zugeführt, welches auf Tafel 31 im Grundrisse, auf Tafel 32 im Längendurchschnitte und auf Tafel 33 in 2 Querschnitten und zwar in 1/180 der wirklichen Größe dargestellt ist.

*) Der vorliegende Turbinen-Einbau ist, soweit er auf Tafel 30 dargestellt ist, ganz in Beton ausgeführt und mit einem leichten Oberbau mit Shedsdach abgeschlossen, welcher aber in der Zeichnung des Raumes halber nicht mehr angegeben ist.

Es muß von vornherein erwähnt werden, daß in Folge der vorhandenen Localverhältnisse eine Ausnützung der Kraft in der unmittelbaren Nähe des Motoren nicht stattfinden konnte und daß man daher genöthigt war, die gewonnene Kraft durch Drahtseiltransmissionen den betreffenden neu gegründeten industriellen Etablissementen zuzuführen.

Das Turbinenhaus ist halb quer gegen den Zulaufcanal gestellt und zur Placirung von 6 Turbinen eingerichtet, von welchen jede eine Kraft von 630 Pferden (bei einer Nutzleistung von 70 Procent) entwickelt, so daß also die ganze Anlage auf eine effective Kraft von 3800 Pferden berechnet ist.

Das Gefälle ist beim Niederwasserstand 13 Meter, beim Hochwasserstand 11 Meter. Der Stand des Oberwasserspiegels variirt dabei um 3,05, derjenige des Unterwasserspiegels aber um 5,28 Meter. Aus diesem Grunde konnten die Turbinen nicht in der Höhe des niedrigsten Wasserstandes aufgestellt werden, mußten vielmehr in der Höhe des höchsten Unterwasserstandes verlegt und durch ein Saugrohr mit dem tiefsten Unterwasserspiegel verbunden werden.

Die Turbinen befinden sich somit ungefähr in der Mitte zwischen Ober- und Unterwasserspiegel und es wirkt das halbe Gefälle (die unter der Turbine befindliche Wassersäule) saugend auf den Motor ein.

Die letztern sind in gleichen Entfernungen von einander in einer Reihe disponirt und jeder mit einem besondern Antrieb (Drahtseiltrieb) versehen.

Die Construction der Turbinen ist derart gewählt, daß sie unter Wasser arbeiten können und sind die Radcanäle zu diesem Zwecke wie bei gewöhnlichen Jouvalturbinen angeordnet.

Hier soll vorläufig nur die bauliche Anordnung betrachtet werden, während die Turbinenanlage in ihrem mechanischen Theile im 2. Bande des Werkes einläßlicher behandelt und dargestellt werden wird.

Die obere Mauer $a . a_2$ des Turbinenhauses Tafel 33 bildet einen Damm, welcher den Abschluß des Obergrabens bildet und hinter welchem dieser Graben zu einem Schachte von 11 Meter Höhe ausgetieft ist.

Aus diesem Schachte wird das Wasser einer jeden Turbine durch ein gußeisernes Rohr k zugeleitet, in welchem sich eine mit einem Regulator in Verbindung stehende Drosselklappe befindet.

Die Turbine ist in einem geschlossenen gußeisernen Wasserkasten m angebracht und fließt das Wasser nach dem Durchfluß durch die Turbine durch das verticale gußeiserne Rohr p ab.

An der Eintrittstelle in das Einlaufrohr befinden sich verticale

Schützenzüge, welche mittelst einer kleinen Hülfsturbine geöffnet und geschlossen werden können.

Die Turbinen resp. die Wasserkasten m mit den Ablaufrohren p ruhen auf den Gewölben f auf, ebenso die Ständer für die Transmission auf den obern Gewölben b . b_2.

Der ganze Turbinen-Einbau bildet daher kein eigentliches Gebäude, sondern eine ganz eigenthümliche Combination von Pfeilern und Gewölben und es ist auch kein Oberbau und keine Bedachung über dem ganzen Wasserbau angebracht.

Von Stein, Beton und Eisen auf Felsen ausgeführt, bietet dieser Wasserbau ein durchaus monumentales Gepräge dar und zwar um so mehr, als derselbe sozusagen mitten in einem Flusse steht.

Die Stärke der Mauerpfeiler a . a_2 beim Einlauf, welche den Damm bildet und den Druck einer Wassersäule von 11 Meter Höhe auszuhalten hat, beträgt 3,600 Meter, wozu bemerkt werden muß, daß diese Mauer bei der kleinen Distanz der Querpfeiler und ihrer Verbindung mit dem ganzen Bau eine ungeheure Widerstandskraft besitzt.

Die practische Ausführung der Canäle und Wehre.

§ 249.

Die Nothwendigkeit einer Canal-Anlage, sowie die Art und Weise der letztern werden in allen Fällen durch locale Verhältnisse bedingt. Die Anlage eines Canales wird erforderlich: 1) wenn der Wasserbau mit dem Motor nicht im Flusse selbst wegen baulicher Schwierigkeiten, wie solide Gründungen u. dgl., aufgeführt werden kann; 2) wenn die Fabrik-Anlage und der Motor vor den Einwirkungen der Hochwasser geschützt und daher in einiger Entfernung vom Flusse angelegt werden soll; 3) wenn die Fabrik-Anlage an einer bestimmten Stelle, entfernt vom Flusse, aufgeführt werden soll, sei es wegen bestehender Eigenthumsverhältnisse oder aber weil das zu betreibende Geschäft und die bequeme Zu- und Abfuhr u. dgl. Verhältnisse dies erfordern; 4) überall, wo ein bedeutendes Gefälle eines Flusses benützt werden soll, das aber auf eine große Länge des letztern vertheilt ist, durch einen Canal aber an einer Stelle concentrirt werden kann.

Mit der Anlage eines Canales ist in den meisten Fällen auch diejenige eines Wehres verbunden, sobald der Wasserspiegel des Flusses wegen der bestehenden Eigenthumsverhältnisse und Wasserrechte auf eine größere Strecke oberhalb des Canalanfanges über seinen natürlichen Stand erhoben werden darf.

Die Anlage eines Wehres wird zudem meist durch den Umstand bedingt, daß der Wasserstand im Zulaufcanale vor den Einwirkungen des Hoch- und Niederwassers, also vor dem veränderlichen Wasserstande, geschützt werden soll. Die Anlage eines Wehres vermindert die Länge des erforderlichen Canales.

Ist dabei die zu erzielende Stauung nicht groß und sind die Wasserstände des Flusses nicht stark veränderlich, so wird unterhalb des Canalanfanges im Flusse ein Grundwehr, bei größerer Stauung aber ein Ueberfallwehr gebaut. Wenn dagegen beim höchsten Wasserstande die Localverhältnisse gar keine Stauung gestatten, so wird die Anlage eines Schleusenwehres erforderlich, d. h. eines Wehres, dessen Stauung durch eine aufziehbare Schütze hervorgebracht, also nach Erforderniß entfernt werden kann.

Wenn endlich bei sehr veränderlichem Wasserstande der Wasserstand im Canale immer auf derselben Höhe erhalten werden soll, so wird die Anlage eines Ueberfallschleusenwehres nothwendig, bei welcher beim niedrigsten Wasserstande das überflüssige (nicht vom Canal aufgefaßte) Wasser frei über die Stauschütze herunterfällt, während beim größern Wasserzuflusse die Schütze nach Erforderniß gehoben wird, bis dasjenige Wasserquantum abfließt, wie es zur Constanterhaltung des Oberwasserspiegels auf der Canal-Niveauhöhe geschehn soll.

An die Stelle der Ueberfallschleusenwehre treten bei Flüssen mit sehr ausgedehntem Bette und veränderlichen Wasserständen (wie bei Gebirgsflüssen) mit nicht sehr großer Tiefe die Klappenwehre, welche aus einer Reihe nebeneinander aufgestellter eiserner oder hölzerner Klappen bestehn, welche beim Eisgang und bei plötzlichen Hochwässern sofort ihrer ganzen Breite nach niedergelegt und nachher in kurzer Zeit wieder aufgerichtet werden können. Bei größerer Tiefe (über $1\frac{1}{2}$ Meter) werden dagegen die sogenannten Nadelwehre in Anwendung gebracht, welche weiter unten näher betrachtet werden sollen.

Die weitere Frage, in welchem Falle ein Grundwehr oder ein Ueberfallwehr gebaut werden soll, muß durch numerische Rechnung entschieden werden und finden sich die dießbezüglichen Angaben einläßlich in den §§ 106 und 227 und folgende aufgeführt.

§ 250.

Bei der Anlage eines Canales werden die Anfangs- und Endpunkte desselben immer durch das zu erzielende Gefälle bestimmt, welches wiederum durch Localverhältnisse, Kraftbedarf, Wasserrechte und Eigenthumsverhältnisse innerhalb meist stricter Grenzen gegeben ist, so daß ein Zweifel über die Wahl der Canalgrenzen kaum leicht vorkommen dürfte.

Ist das erforderliche Gefälle H zu wählen, um mit einer vorhandenen mittlern Wassermenge Q per Secunde eine bestimmte Nutzleistung von N Pferdekräften zu erzielen, so ist für eine Nutzleistung des Motors von 75 %, wie bei guten Turbinen und oberschlächtigen Wasserrädern:

$$HQ = 0{,}125\,N; \qquad \text{und} \qquad H = \frac{0{,}125\,N}{Q};$$

$$Q = 0{,}125\,\frac{N}{H}.$$

Für eine Nutzleistung von 30 bis 35 %, wie bei unterschlächtigen Wasserrädern ist dagegen

$$Q = 0{,}214\,\frac{N}{H} \text{ bis } 0{,}250\,\frac{N}{H}; \quad H = \frac{0{,}214\,N}{Q} \text{ bis } \frac{0{,}250\,N}{Q};$$

$$HQ = 0{,}214\,N \text{ bis } 0{,}250\,N.$$

Bei 40 bis 50 % Nutzleistung, wie bei den Rädern mit Kropfeinlauf und Gerinne wird

$$Q = 0{,}150\,\frac{N}{H}; \qquad H = \frac{0{,}150\,N}{Q}.$$

Bei 60 bis 65 % Nutzleistung, wie bei Poncelet- und Ueberfall-Schaufelrädern, Couliſſenrädern und kleinern oberschlächtigen Rädern wird:

$$Q = 0{,}115 \text{ bis } 0{,}125\,\frac{N}{H}; \qquad H = \frac{0{,}115\,N}{Q} \text{ bis } \frac{0{,}125\,N}{Q}.$$

Hinsichtlich der Wahl des Bauplatzes längs dem Canale gilt die Regel, denselben möglichst nahe dem Einlaufspunkte des Canales zu bestimmen, so daß der Untergraben oder Ablaufcanal lang, der Obergraben oder Zuflußcanal dagegen kurz ausfällt, so daß man die Einlaßschleuse nahe zur Hand hat und mit dem im Obergraben sich im Winter gern bildenden Eis nur auf eine kurze Strecke zu thun hat. Im Untergraben bildet sich der tiefern und geschütztern Lage halber das Eis nie so leicht und ist auch da, sofern es nicht durch Stauung

oder Erzeugung von Hinterwasser den Nutzeffect des Motors beeinträchtigt, ohne weitern Schaden, während umgekehrt das dem Motor aus dem Obergraben zufließende Eis sehr hinderlich ist und sehr häufig zu Betriebsstörungen Veranlassung giebt.

Die aus dem Gebirge führenden Gewässer liefern im Winter oft ein Wasser, das sich im Obergraben bei langsamer Bewegung zu einem förmlichen Brei gestaltet, wenn dieser Graben lang ist, was dann namentlich bei Turbinen eine sehr schlechte Wirkung ergiebt. Der Obergraben muß daher im Winter um so sorgfältiger zugedeckt werden, je kleiner sein Gefälle oder je geringer die Geschwindigkeit des Wassers in demselben ist.

Der Obergraben muß ferner bei Erstreckung auf größere Länge immer zwischen künstlichen Dämmen fortgeführt werden, was abgesehn von den Anlagekosten und der Schwierigkeit der sichern Abdichtung bedeutende Unterhaltungskosten im Gefolge hat, während die Wände des Untergrabens keine sorgfältige Ausführung und Bekleidung erfordern, indem dieselben gar nicht wasserdicht zu sein brauchen.

In gebirgigen Gegenden ist dagegen ein langer Obergraben oft sehr einfach, billig und zweckmäßig, wenn derselbe aus Holz angefertigt und ohne künstliche Unterstützung den Abhängen entlang geführt werden kann. In diesen Gegenden ist überdieß das Gefälle meist groß und würde ein in die Erde gegrabener Canal ungewöhnlich große Schwierigkeiten und Kosten verursachen.

§ 251.

Querschnitts-Verhältnisse der Canäle.

Die hölzernen und gemauerten Canäle von rechtwinkligem Querschnitte müssen hinsichtlich ihrer Dimensionen so gewählt werden, daß die Reibungswiderstände ein Minimum werden, was der Fall ist, sobald der benetzte Umfang im Verhältniß zum Querschnitte möglichst klein ist. Dieses ist aber bei rechtwinkligem Querschnitte der Fall, wenn die Breite das Doppelte der Tiefe h beträgt, oder es muß sein

$$b = 2h,$$

wobei der Querschnitt $A = 2h^2$ und die Tiefe

$$h = \sqrt{\frac{A}{2}}.$$

Da diese Dimensionen-Verhältnisse außerdem für die Erstellung der Canäle aus Holz oder Stein sehr passend ist, wird dasselbe für Canäle dieser Art beinahe ohne Ausnahme eingehalten.

Nicht so einfach gestaltet sich dieses Verhältniß bei den in die Erde gegrabenen Canälen mit Seitenböschung. Nennt man bei solchen Canälen (Fig. 230 Tafel 28) b die untere Breite, h die Tiefe des Canales, n das Verhältniß der Grundfläche e des die Böschung bildenden Dreieckes zur Höhe h, S den benetzten Umfang des Canalquerschnittes, O den Böschungswinkel, A den Flächeninhalt des Canalquerschnittes resp. des Wasserkörpers, so kann man auch hier denjenigen Canalquerschnitt als den vortheilhaftesten betrachten, bei welchem der benetzte Umfang bei gleichem Querschnitte ein Minimum ist und es wird dann

$$h = \sqrt{\frac{A \sin O}{2 - \cos O}}; \quad b_1 = \frac{A}{h} - h \operatorname{cotg} O; \quad b_2 = \frac{A}{h} + h \operatorname{cotg} O,$$

wobei b_1 die untere und b_2 die obere Breite des Querschnittes bezeichnet.

Es kann indessen bei der Herstellung eines Canales nicht immer auf dieses Verhältniß Rücksicht genommen werden und man wählt das Verhältniß zwischen Breite und Tiefe des Wasserkörpers nach den localen Verhältnissen, nach der Natur des Bodens, nach dem vorhandenen Gefälle ꝛc., und zwar liegt das Verhältniß $\frac{b}{h}$ gewöhnlich innerhalb der Grenzen

$$\frac{b}{h} = 4 \text{ bis } 6.$$

Bisweilen ist die Canaltiefe zum Voraus durch Localverhältnisse bestimmt. Ebenso hängt die Größe der Böschung oder das Verhältniß n ganz von der Beschaffenheit des Bodens ab und es ist

für Canäle in gewöhnlicher leichter Erde $n = 2$,
„ „ „ sehr fester Erde . . . $n = 1$,
„ „ aus Bruchsteinen . . . . $n = 0{,}5$.

Ist nun die Tiefe des Canales nicht durch locale Verhältnisse bestimmt, so kann man nehmen

$$\frac{b}{h} = 2{,}7 + 0{,}9\,A,$$

wobei A den Querschnitt des Wasserkörpers bezeichnet, und es wird dann:

$$h = \sqrt{\frac{A}{\frac{b}{h} + \operatorname{cotg} O}}; \qquad b = \left(\frac{b}{h}\right) h.$$

Ist dagegen ein anderes Verhältniß von $\frac{b}{h}$ wünschenswerth oder nothwendig, so wird für

$$b = 4h; \qquad b = 5h; \qquad b = 6h;$$

der Werth von

$$h = \sqrt{\frac{A}{4+n}}; \qquad h = \sqrt{\frac{A}{5+n}}; \qquad h = \sqrt{\frac{A}{6+n}}.$$

Die Länge des benetzten Umfangs des Querschnittes wird ferner für

$n = 0$	$n = 0{,}50$	$n = 1{,}0$	$n = 2{,}0$
$S = b + 2h$	$S = b + 2h\sqrt{1{,}25}$	$S = b + 2h\sqrt{2}$	$S = b + 2h\sqrt{5}$
	oder auch	oder	oder
	$S = b + 2{,}23h;$	$S = b + 2{,}83h;$	$S = b + 4{,}47h.$

Beispiel. Welche Dimensionen erhält ein Canal, welcher 1,331 Cubikmeter Wasser per Secunde führen soll, wenn $n = 1$ und $\frac{b}{h} = 4$ sein soll und die Geschwindigkeit des Wassers = 0,609 Meter ist?

Es wird

$$A = 1{,}33 \times 0{,}609 = 0{,}81 \text{ Quadratmeter}$$

und $h = \sqrt{\frac{0{,}81}{4+1}} = 0{,}40$ Meter und $b = 4 \times 0{,}40 = 1{,}60$ Meter.

Die Länge des benetzten Umfanges wird

$$S = 1{,}60 + 2{,}83 \times 0{,}40 = 1{,}808 \text{ Meter.}$$

§ 252.

Gefällverhältnisse der Canäle.

1. Sind die Querschnittsdimensionen eines Canales bestimmt, so wird das erforderliche Gefälle durch die Angaben der §§ 148 bis 160 bestimmt, wobei man immerhin auf die Natur des Bodens Rücksicht zu nehmen hat. Man hat dabei nicht außer Acht zu lassen, daß die Ablaufcanäle ein etwas größeres Gefälle haben dürfen, hauptsächlich aber an der Austrittstelle aus dem Wasserbaue. Man verhindert dadurch das leichte Zubringen des Hinterwassers in denselben und befördert den Ablauf des Wassers unter dem Motor, was für die Kraftentwicklung desselben immer vortheilhaft ist.

Auch im Obergraben oder Zulaufcanale soll die Geschwindigkeit des Wassers nicht zu klein und niemals unter 0,30 Meter angenommen

werden, weil das Wasser sonst alle mitgeführten Bestandtheile wie Sand niederfallen läßt und dadurch in kurzer Zeit den Canal versandet. Kleine Geschwindigkeit erfordert auch große Dimensionen des Canales, so daß man, wo es sich nicht um die Gewinnung einiger Centimeter Gefälle handelt, diese Geschwindigkeit nicht gern unter 0,80 Meter per Secunde annimmt, weil man, abgesehn von den geringern Herstellungskosten, dadurch gleichzeitig das Ansetzen des Eises erschwert und die Reinigung und Instandhaltung des Canales erleichtert.

Zu letzterem Zwecke soll jeder Canal einen seitlichen Saum von 1 bis 1,5 Meter Breite erhalten, welcher sich der ganzen Länge desselben nach hinzieht.

2. Plötzliche Richtungs- und Querschnittsveränderungen sind in einem Canale wenn immer thunlich zu vermeiden, weil durch solche nicht nur Gefällsverluste entstehn, sondern auch die Canalwände stärker angegriffen werden.

Bei Krümmungen muß der Querschnitt vergrößert und der Krümmungshalbmesser möglichst groß gewählt werden. Das concave Ufer hat dabei am meisten von dem Wasserdrucke und der Geschwindigkeit zu leiden und soll durch Bepflanzung mit Weiden, oder mit Weidenzäunen und Faschinen, vor zu starkem Angriffe geschützt werden.

Die Zuleitungsgräben werden, um dieselben wasserdicht zu erhalten, auf eine Dicke von 0,20 bis 0,5 Meter mit Lehm oder Beton ausgefüttert und bei größern Tiefen mit Mauern bekleidet. Besteht die Ausmauerung aus Ziegeln oder porösen, Wasser ansaugenden Steinen, so wird nicht selten die ganze innere Fläche mit Cement oder hydraulischem Mörtel ausgefüttert.

An Thalabhängen lassen sich die Canäle meist so hinführen, daß die sogenannten Auf- und Abträge oder die auf- und abgebrochenen Erdmassen unter sich gleich sind, so daß eine Zu- oder Abführung von Erde nicht erforderlich wird.

Von Zeit zu Zeit müssen die Canäle gereinigt, vom Sande, Schlamm und den Wasserpflanzen befreit werden, da namentlich die letztern die Geschwindigkeit des Wassers in hohem Grade beeinträchtigen, wie aus den §§ 148 bis 160 hervorgeht.

§ 253.

Die Regulir-Schützen der Canäle.

Die Regulir-Schützen der Canäle an deren Anfang dienen dazu, die in den Canal abfließende Wassermenge zu fixiren, um den Wasserbau

vor Ueberschwemmung zu schützen. Ueberdieß ist öfter das aus einem Flusse bei mittlerem und kleinstem Wasserstande zu beziehende Quantum wasserrechtlich bestimmt, so daß die Einlaufschütze diesem entsprechend gestellt werden kann.

Die Schütze hat bei geöffnetem Canale immer Wasserdruck zu beiden Seiten und es beträgt das durchfließende Wasserquantum nach § 53:

$$Q = m L E \sqrt{2g(H - H_1)}.$$

Nun bildet aber die Differenz der Niveaus beider Wasserspiegel vor und hinter der Schütze immer einen Gefällverlust für das am Canal liegende Etablissement, so daß es im Interesse desselben liegt, die Schütze in der Weise anzuordnen, daß der Werth von $H - H_1$ möglichst klein und wenn anders die Schütze dadurch nicht gar zu breit ausfallen sollte, nicht über 0,08 bis 0,10 Meter wird.

Es ist also bei der Anlage der Werth des Factors $\sqrt{2g(H - H_1)}$ gegeben und es wird sodann die erforderliche Breite der Schütze

$$L = \frac{Q}{m E \sqrt{2g(H - H_1)}}.$$

Bei der Wahl des Coefficienten m hat man aber äußerst sorgfältig zu Werke zu gehn. Wählt man die Anordnung der Schütze in der Weise, daß die Canalwände sich sowohl am Boden als an den beiden Seiten in der Verlängerungslinie der Bodenschwelle und der Seitenpfosten befinden, so ist die Contraction gering und es würde der Werth des Coefficienten $m = 0{,}68$, für $E = 1{,}0$ Meter und $H - H_1 = 0{,}10$ Meter.

Dagegen ist aber einzuwenden, daß der im Canale mit einer bestimmten Geschwindigkeit fließende Wasserkörper den Durchfluß durch die Schützenöffnung beschleunigt oder verzögert, jenachdem der Werth von

$A \times v$ größer oder kleiner ist als $m L E \sqrt{2g(H - H_1)}$.

Im ersten Falle kann man den Werth von m zu 0,68 annehmen, im zweiten Falle dagegen darf erfahrungsmäßig m nicht über 0,50 angenommen werden und behält diesen Werth nur so lange, als

$0{,}5 L E \sqrt{2g(H - H_1)}$ nicht kleiner ist als $A \times v$.

Am sichersten bestimmt man daher den Werth der Breite der Schützenöffnung durch den Ausdruck

$$L = \frac{A v}{0{,}5 E \sqrt{2g(H - H_1)}}.$$

§ 254.

Schutzbekleidungen der Canalwände.

Die Seitenwände eines Canales müssen bei sandigem, leichtem, abschwimmendem Erdreich, sowie auch überhaupt bei großen Tiefen der Canäle besonders gegen den Angriff des Wassers geschützt werden. Auf kürzere Strecken geschieht dieses am besten durch gemauerte Seitenwände oder sogenannte Futtermauern, welche etwas Böschung erhalten und deren Stärke nach den Regeln des § 247 bestimmt werden muß, indem dieselbe außer von der Höhe der Mauer noch von dem sogenannten Reibungswinkel, d. h. der natürlichen Böschung des Erdreichs abhängt.

Auf größere Strecken würde indessen ein derart gemauerter Canal zu viele Unkosten verursachen und man wendet daher in solchen Fällen meist hölzerne Schutzbekleidungen an.

Fig. 234 Tafel 28 zeigt eine vielfach angewendete Schutzbekleidung (Bohlwerk), welche aus einer einfachen hölzernen Wandung g besteht, welche durch in je circa 1,5 bis 2,0 Meter Entfernung von einander eingerammte Pfähle a gehalten wird. Die Linie def zeigt die gewöhnliche Böschung des natürlichen Fluß- oder Canalufers an. Ein oben über die Pfähle gelegter Balken c dient als Abschluß sowie zur Aussteifung der ganzen Bekleidung. Der Zwischenraum defc wird mit gewöhnlicher Erde ausgefüllt.

Eine schon für größere Canaltiefen geeignete hölzerne Schutzbekleidung zeigen die Figuren 95 und 96 Tafel 14 im Durchschnitt und Vorderansicht. Auf einer Reihe in 2 Meter Distanz eingeschlagener Pfähle a ist die Haupt- oder Bodenschwelle k angebracht, in welche die Pfosten b eingezapft sind. Diese letztern dienen der Holzwand c als Stützen und werden durch einen zweiten Balken d in verticaler Lage erhalten. Eine dritte etwas tiefer in dem Ufer angebrachte, auf Pfählen f befestigte horizontale Schwelle dient nebst den Verbindungshölzern e zur Verankerung der ganzen Wand. Diese Schutzwand ist solid und kann für Höhen bis zu 3 und 4 Meter angewendet werden.

Fig. 233 Tafel 28 zeigt die Quaimauer des Donau-Canales in Wien, eine bis zu 6 Meter Höhe anwendbare Schutzbekleidung von Stein, bei welcher die Anordnung keiner weitern Erklärung bedarf.

In neuerer Zeit hat man in England angefangen, auch gußeiserne Canalbekleidungen auszuführen, doch werden solche ihres hohen Preises wegen keine weiter ausgedehnte Anwendung finden können.

Bei Canälen von geringerer Tiefe aber in leichtem Terrain werden die Wandungen durch Bekleiden mit Gesträuchen und Weiden vor zu starkem Angriffe geschützt. Die Wurzeln halten das Erdreich zusammen und verhindern die leichte Fortspülung desselben. Bei größerer Höhe werden die Seitenwände mit Faschinen oder Weidenbündeln von 3 bis 6 Meter Länge und 0,20 bis 0,30 Meter Dicke mit Hülfe eingeschlagener Pfähle bekleidet, was einen sehr guten Schutz gegen den Wasserstrom bildet und besonders bei concaven Uferseiten empfehlenswerth ist.

Eine Schutzbekleidung für Canalwände von größerer Tiefe zeigen die beiden Figuren 238 und 239 auf Tafel 28.

Auf einer Reihe eingeschlagener Pfähle a ruht eine Längsschwelle k, welche dem ganzen Gerippe k b d als Stütze dient.

Durch eine zweite äußere Längsschwelle d und die in Entfernungen von $1^1/_2$ bis 2 Meter angebrachten Zangen e wird das Gerippe fest mit der Erde verbunden.

Die Entfernung der Zangenschwelle g von der Canalwand muß um so größer sein, je lockerer der Boden und je tiefer die Canalwand ist.

Eine ähnliche Schutzbekleidung zeigt Fig. 235 Tafel 28.

Bei größern Flüssen und Canälen sind äußerst sorgfältig ausgeführte Schutzbekleidungen erforderlich, namentlich wo sich Straßen oder Verkehrsplätze dem Ufer entlang ziehn.

Die Figuren 231 und 232 zeigen zwei Bekleidungen dieser Art, wo in Folge lockern Bodens die ganze Canalwand auf einem Pfahlrost ruht.

§ 255.

Construction der Gerinne.

Die Zusammensetzung der hölzernen Gerinne ist eine äußerst einfache und geschieht so ziemlich überall in derselben Weise. Fig. 115 auf Tafel 25 zeigt ein gewöhnliches Gerinne im Querschnitt und in der Längen-Ansicht. Die eigentlichen Canalwände bestehn aus Brettern von 0,06 bis 0,075 Meter Dicke und sind alle ineinander eingenuthet. Verticale Pfosten, in Abständen von 1,2 bis 1,4 Meter angebracht, verhindern die Wände am seitlichen Ausweichen und sind zu dem Zwecke oben durch horizontale Pfosten mit einander verbunden, unten aber durch Schrauben zusammengehalten.

Die verticalen Pfosten sind in die Traversen eingezapft und es können hernach durch Anziehn der Schrauben die Seitenpfosten und

daher die Seitenwände selbst außerordentlich fest gegen den Canalboden gepreßt werden, wodurch bei einigermaßen sorgfältiger Bearbeitung des letztern leicht ein gutes Dichthalten zu erzielen ist. Die Schrauben findet man übrigens öfter weggelassen und durch hölzerne Traversen ähnlich den obern ersetzt.

Der ganze Canal ruht lose auf den Querschwellen, welche in Abständen von 1,2 bis 1,6 Meter angebracht und ihrerseits wieder durch 2 Längsschwellen getragen werden.

Ruht der Canal in der Erde, so fallen diese letztern weg; ist er aber über dem Boden angebracht, so werden dieselben durch hölzerne, ausgesteifte, auf Steinen ruhende Träger oder Ständer von 3 zu 3 bis 5 zu 5 Metern unterstützt.

Vortheilhaft und bei höher über dem Boden liegenden Canälen nothwendig ist es, die Pfosten seitlich über den Canal vorspringen zu lassen und auf einer Seite mit Brettern zu belegen, so daß ein Gang entsteht, auf welchem man dem ganzen Canale entlang gehn kann. Es ist dieses zur Instandhaltung des Canales und zur Conservirung der Canaldecke bequem und vortheilhaft.

Die Höhe des Canales soll um 0,25 bis 0,30 Meter höher sein als die Höhe des Wasserspiegels im Canale.

§ 256.

Fassung und Leitung des Wassers zu den Wasserbauten.

Je nach den vorhandenen Localverhältnissen, dem Gefälle und dessen Erstreckungsgebiet wird nach dem Vorhergehenden das Wasser dem Etablissemente oder Wasserbau entweder 1) durch einen gemauerten oder mit Holz ausgefütterten oder in die Erde gegrabenen Canal ohne weitere Bekleidung zugeführt; 2) durch ein hölzernes Gerinne, das mehr oder weniger hoch über dem Boden angebracht ist oder einem Bergabhange entlang geführt werden kann.

Alle diese Fälle bieten keine Veranlassung zu weiterer Besprechung dar und ergiebt sich deren allgemeine Anordnung leicht aus den vorhandenen Verhältnissen bei Berücksichtigung der bisher erörterten Umstände.

Nichtsdestoweniger kommen noch Fälle vor, besonders in gebirgigen Gegenden, wo die Zuleitung des Wassers zu einem Motor keine so einfache Gestalt annimmt und wo die Brauchbarkeit und Zweckmäßigkeit der ganzen industriellen Anlage von der Zweckmäßigkeit der Fassung und Zuleitung des Wassers wesentlich abhängt.

Ist z. B. das Gefälle groß und läßt sich der Wasserbau, wie dieß häufig vorkommt, nicht in der Nähe des Canalanfanges erstellen, so ist die Anwendung eines Gerinnes nicht mehr möglich, da bei einem Gefälle von 10 bis 15 Meter dasselbe um nahe diesen Betrag über dem Boden angelegt werden müßte, was zwar immerhin möglich ist, aber sowohl wegen der Instandhaltung und Besorgung des Canales bei eintretender Eisbildung höchst fatal ist, abgesehn von den Kosten der nothwendigen Holzgerüste.

In diesem Falle bleibt dann nichts anderes übrig, als das Wasser dem Motor durch eine Rohrleitung zuzuführen, welche ganz unter dem Boden bis in die Nähe des Canalanfanges geführt wird und dort das Wasser aus dem letztern empfängt.

Immerhin wird man in den meisten Fällen trachten, die Länge dieser Rohrleitung, die von Gußeisen oder Schmiedeisen ausgeführt werden kann, nach Möglichkeit zu reduciren und das billigere hölzerne Gerinne soweit als thunlich reichen zu lassen. Das Wasser wird daher in diesem Falle zunächst in einem gewöhnlichen Canale gefaßt, an welchen sich das hölzerne Gerinne anschließt. An der Stelle, wo dieses das Wasser an die Rohrleitung abgiebt, ist ein Sammelreservoir erforderlich, weil der Eintritt des Wassers in eine Rohrleitung nur dann ohne die das Gefälle reducirende Wirbelbildung erfolgen kann, wenn die Druckhöhe über der Oeffnung der Rohrleitung mindestens 2 Meter beträgt und der Querschnitt des Reservoirs mehreremal denjenigen der Rohrleitung übertrifft.

Auf Tafel 29 ist die Fassung und Leitung des Wassers zu einer Turbinen-Anlage im Grundriß und Längenschnitt in 1/100 der wirklichen Größe dargestellt, wie dieselbe im Jahre 1873 von der Firma J. Pays und Söhne in Vernayez (Schweiz) ausgeführt worden ist. Da diese Anlage eine ziemlich vollständige ist und als interessantes Beispiel für den oben erwähnten Fall dient, soll dieselbe im Nachfolgenden ausführlicher beschrieben werden.

Die ziemlich constante Wassermenge eines Wasserfalles, des Pissevache, wird unmittelbar an der Stelle des Niedersturzes, wo die Gewalt des Wassers ein tiefes Becken in dem Steingerölle ausgewaschen hat, mit einem steinernen Damme eingefaßt und dadurch der Wasserspiegel gestaut und ein bedeutendes Wasserquantum in diesem halb natürlichen und halb künstlichen Teiche gesammelt.

Das Wasserquantum per Secunde, welches zur Benützung aus diesem Reservoir in einen Canal geführt wird, beträgt 1,2 Cubikmeter und wird durch eine in § 253 erwähnte Regulir-Schütze bestimmt. Der

Canal zieht sich eine Strecke dem vorhandenen Bergabhange nach und übergiebt das Wasser dem Gerinne oder hölzernen Canale A, von welchem nur noch das letzte, am höchsten über dem Boden liegende Ende in der Zeichnung ersichtlich ist.

Das Gerinne hat 1,70 Meter Breite im Licht und 1 Meter Höhe bei 0,70 Meter Wassertiefe. Seine Höhe über dem Boden beträgt am Ende 5 Meter und vermindert sich dieselbe gegen die Wasserfassung zu auf Null.

An der Stelle, wo das Gerinne das Wasser der Rohrleitung h g übergiebt, befindet sich das Reservoir f e von 3 × 3 Meter Länge und Breite bei 2,300 Meter Tiefe, und zwar in einem Wasserhause M N angebracht, in welchem der Arbeiter beschäftigt ist (und sich beständig aufhält), welcher das Stellen der Schütze C_1 und das Reinigen der Rechen zu besorgen hat. Ein im Canale der Rohrleitung angebrachter Glockenzug führt vom Etablissement in den Wasserthurm und giebt dem Arbeiter die Zeichen zum Oeffnen und Schließen der Schütze. Das Reservoir e besteht aus Holz und das gußeiserne Mundstück g der Rohrleitung mündet mit einer trichterförmigen Erweiterung in dasselbe, so daß die Contraction eine sehr geringe ist. Rings um die Einlauföffnung in die Rohrleitung und von dieser bis an die Decke des Kastens reichend ist ein cylindrischer Rechen f angebracht, dessen Stäbe von 0,008 Meter Dicke und 0,040 Meter Breite Zwischenräume von 0,025 Meter zwischen sich lassen und alle Unreinigkeiten, Aeste, Laub u. dgl. aufhalten, welche durch den bei d zwischen e und C_1 angebrachten ersten Rechen d durchgegangen sind. Die Stäbe dieses Rechens lassen ebenfalls Zwischenräume von 0,025 Meter zwischen sich frei. Beide Rechen verursachen einen Gefällverlust von zusammen 0,050 Meter, welche Wassersäulenhöhe erforderlich ist, um das Wasser durch die Verengung des Querschnittes durch die Rechenstäbe hindurchzupressen.. Vor dem Eintritt des Gerinnes A in das Sammelreservoir oder den sogenannten Wasserkasten e befindet sich im Canale eine Vertiefung C_1 angebracht, an deren Seitenwand eine Leerschütze C_1 angebracht ist, welche zum Ablassen des sämmtlichen Betriebswassers in den Leerlaufkanal E F dient. Sowie die Schütze aufgezogen wird, fließt das Wasser durch das kurze Gerinne r aus dem Kasten C_1 nach der Oeffnung E hin, welche bis auf das Niveau des Leerlaufcanales K hinunter reicht und durch 0,90 Meter dicke Mauern umfaßt ist.

Das Einlaufstück g der Rohrleitung von 0,900 Meter lichter Weite ist mit einem Fuße versehn und ruht auf einer gut fundamentirten starken gußeisernen Säule, hängt also nicht am Boden des Wasserkastens, sondern bildet vielmehr die Hauptstütze desselben.

Die Rohrleitung ist aus eisenblechenen Rohren von $4^1/_2$ Millimeter dickem Bleche mit gußeisernen Flantschen zusammengesetzt. Die einzelnen Rohrstücke sind alle gerade und geht die verticale Eintrittsrichtung des Wassers zunächst durch den Rohrkrümmer G von 1,20 Meter Krümmungshalbmesser und fernerhin durch die zwischen die einzelnen Rohrstränge gelegten Keilflantschen e_2 in die horizontale Richtung über, mit welcher das Wasser der Turbine (System Girard) i zufließt.

Die Rohrleitung befindet sich in einem zugedeckten Canale I aus 0,60 Meter dicken Mauern. Seine Tiefe ist 1,70 Meter und die Rohrstränge ruhen auf den gußeisernen Trägern 2, von denen je 3 einen Strang unterstützen. Diese Rohrfüße verhindern die directe Berührung der Rohrleitung mit dem Boden des Canales.

Die Länge der Rohrleitung vom Wasserhause bis zur Turbine beträgt 100 Meter und stellt die Zeichnung den horizontalen Theil derselben abgebrochen (verkürzt) dar.

Der Motor, welchem das Wasser zugeführt wird, ist eine Girard'sche Partialturbine mit Ausfluß auf 2 einander gegenüberliegenden Vierteln des Umfanges. Dieselbe ist regulirbar mit 2 sogenannten Kreis- oder Schmetterlings-Schiebern, außerdem wirkt aber noch ein Regulator auf eine Drosselklappe i_2 ein, welche im Einlaufstück in den Turbinen-Cylinder i angebracht ist. Durch die Räder n, k, l wird die entwickelte Arbeit auf die Haupttransmission m übertragen.

Die Nutzleistung des Motors beträgt 75 %. Derselbe hat 1,2 Meter mittlern Durchmesser.

p ist der Ablaufcanal (aus der Wasserstube R) von 3 Meter Breite und 0,60 Meter Wassertiefe.

Im Nachstehenden sollen nun als Beispiel die Gefällverluste der ganzen Anlage, sowie die resultirende Nutzleistung des Motors berechnet werden.

Zu diesem Zwecke müssen die Hauptdimensionen hier kurz zusammengestellt werden. Es ist:

die Wassermenge in Secunden, welche dem Motor zugeführt werden soll, in Cubikmetern $Q = 1{,}2$;

das vorhandene totale Gefälle $h = 12$ Meter;

Länge der Rohrleitung $l = 100$ Meter
Durchmesser der Rohrleitung $d = 0{,}90$ Meter
$\left.\begin{matrix} \\ \\ \end{matrix}\right\} \frac{l}{d} = 111$;

Canalbreite = 1,70 Meter;

Canaltiefe = 0,70 Meter;

Länge des Canales = 50 Meter.

Soll nun zunächst der durch das Gerinne verursachte Gefällverlust bestimmt werden, so ist die Geschwindigkeit des Wassers in demselben $= \frac{1,2}{1,7 \times 0,7} = 1$ Meter.

Nun ist ferner, wenn das erforderliche Gefälle nach der Humphrey-Abbot'schen Formel berechnet werden soll,

$$b = \frac{0,285}{\sqrt{D + 0,457}} = \frac{0,285}{\sqrt{0,70 + 0,457}} = 0,266,$$

$$z = v + 0,167 \sqrt{b} \sqrt{v} = 1 + 0,167 \sqrt{0,266} \sqrt{1} = 1,086,$$

und es wird nun das per 1 Meter Canallänge erforderliche Gefälle

$$s = \left\{\frac{(p + w) \cdot z^2}{60 \cdot a}\right\}^2 = \left\{\frac{(3,1 + 1,7)\, 1,086^2}{60 \times 1,2}\right\}^2 = 0,0064 \text{ Meter.}$$

Das totale Gefälle des Canales von 50 Meter Länge
wird demnach . . . . . $50 \times 0,0064 = 0,320$ Meter.
Der Gefällverlust bei der Einlaufschütze am Canalanfange
ist nach § 253 . . . . . $= 0,100$ „
Der Gefällverlust durch die beiden Rechen d und f ist
wie bereits erwähnt . . . . . $= 0,050$ „
Also der totale Gefällverlust bis zum Rohreintritt . $= 0,470$ Meter.

Nun ist bei dem Durchmesser der Rohrleitung von 0,90 Meter deren Querschnitt $= 0,636$ Quadratmeter und daher die Geschwindigkeit des Wassers in derselben $= \frac{Q}{F} = \frac{1,2}{0,636} = 1,88$ Meter.

Es wird daher nach § 168 nach Darcy das per 1 Meter Rohrlänge erforderliche Gefälle

$$I = \frac{b_1}{R} U^2,$$

und nach der Tabelle desselben Paragraphen der Werth von $\frac{b_1}{R}$ für 0,90 Meter Durchmesser der Rohrleitung

$$= 2 \times 0,001158 = 0,002316,$$

also

$$I = 0,002316\, U^2 = 0,002316 \times 1,88 = 0,0081 \text{ Meter}$$

und das totale Gefälle der Rohrleitung von 100 Meter Länge

$$= 0,81 \text{ Meter.}$$

Es beträgt nun weiter der Gefällverlust beim Eintritt in das Rohr

$$= k \frac{v^2}{2g} = 0,2 \frac{v^2}{2g}$$

und der Verlust durch die Geschwindigkeit v des Durchflusses

$$= \frac{v^2}{2g}.$$

Diese beiden Verluste betragen zusammen

$$1{,}2\,\frac{v^2}{2g} = 1{,}2\,\frac{1{,}88^2}{2 \times 9{,}81} = 0{,}21 \text{ Meter.}$$

Der durch die beiden Rohrkrümmer und die Keilflantschen verursachte Gefällverlust ergiebt sich bei der Berechnung zu 0,15 Meter.

Es ist somit der Gefällverlust

1) im Canale von 50 Meter Länge	= 0,320	Meter,
2) bei der Einlaufschütze am Canalanfang . .	= 0,100	„
3) durch die beiden Rechen	= 0,050	„
4) durch die Rohrleitung	= 0,810	„
5) beim Eintritt in die Rohrleitung	= 0,210	„
6) durch Ablenkung	= 0,150	„
Summe sämmtlicher Gefällverluste	= 1,640	Meter.

Practische Ausführung der festen und beweglichen Wehre.

§ 257.

A. Feste Wehre.

Es ist bereits früher darauf hingewiesen worden, daß bei der Ausführung eines Wehrbaues das Haupt-Augenmerk auf die solide Befestigung der Wehrschwelle zu richten und Fürsorge zu treffen ist, daß dieselbe weder vom Wasser unterspült noch umgangen werden kann.

So einfach nun diese Aufgabe erscheinen mag, so schwierig ist dieselbe in vielen Fällen zu lösen und es ist in dieser Hinsicht ganz unglaublich, welche colossale Wirkungen ein schnell fließendes Gewässer bei großem Wasserstande zu äußern vermag, weshalb schon unzählige scheinbar sehr solid ausgeführte Wehre bei ungewöhnlich hohem Wasserstande weggerissen oder gänzlich unbrauchbar geworden sind.

Bei jedem Wehre, welches einigermaßen Anspruch auf solide Ausführung haben soll, muß die hölzerne oder steinerne Krone durch Betonmassen, Spundwände oder Pfahlroste vor der Unterspülung geschützt

und die Seitenwände durch fest mit dem Ufer verbundene Schutzbauten gegen jedes Ausfressen durch das Wasser sichergestellt werden.

Allgemeine Regeln oder auch nur allgemeine Beispiele lassen sich hier nicht geben, dieser Theil des Wasserbaues bildet eine Specialität, welche große Erfahrungen erheischt. Es werden in neuerer Zeit viele derartige Bauten des Kostenpunktes halber mit einer Oberflächlichkeit „für eine kurze Spanne Zeit" gebaut, welche einen schroffen Gegensatz bildet gegenüber den meisten aus früheren Zeiten stammenden Bauten dieser Art, welche allen Ueberschwemmungen zum Trotze Jahrhunderte hindurch fortbestanden haben.

1. Gewöhnliche einfache Wehre oder Ueberfallwehre.

Fig. 149 Tafel 16 zeigt ein einfaches Wehr für kleine Wasserläufe; a, b und c sind Spundwände, e eine feste Wand aus übereinander gelegten Balken, f die Wehrkrone.

Fig. 158 Tafel 16 ist ein hölzernes Wehr mit einem steinernen Vorbau; a, b, c sind ebenfalls Spundwände; in der Mitte ist eine feste Wand aus übereinander gelegten Balken, welche nach hinten versperrt sind und vorn eine Abdachung aus behauenen Steinen haben, aufruhend auf einem Pfahlroste.

Fig. 159 Tafel 16 ist ein Wehr aus behauenen Steinen mit einem Betonfundament.

Vor und hinter dem Wehre sind Spundwände mit obern durchgehenden Schwellen, gegen welche sich die Wehrkrone stützt. Dieß Wehr ist nur für ruhige Gewässer, Canäle u. dgl. bestimmt.

Das ähnliche Wehr Fig. 160 Tafel 16 ist schon solider angeordnet als das vorhergehende.

Es besteht aus harten Quadersteinen b und einem tief eingelassenen gemauerten Fundamente c, welches nebst der Quaderlage b ganz ins Terrain eingesenkt ist. Vor dem Wehre ist ein Dielenboden auf einem Balkenroste angebracht.

Die Wehrkrone selbst besteht aus einem hölzernen Balken a, welcher nach oben entfernt werden kann und zu dem Zwecke in seitlichen Nuthen liegt, die in dem massiven Seitengemäuer des Wehres eingehauen sind.

Natürlich ist diese Anordnung nur für eine kleine Breite bis zu 3 Meter anwendbar, bietet aber den Vortheil, daß man die Stauhöhe durch Einlegen oder Entfernen einer oder mehrerer Kronschwellen beliebig verändern kann.

Fig. 203 und 204 Taf. 24 zeigen eine andere Anordnung eines Ueberfallwehres für größere aber ruhige Flüsse. Dasselbe besteht aus sorgfältig aufgeschichteten Steinen mit dazwischen eingerammten Pfählen und hölzernen Querschwellen.

Die Seitenwände sind hier blos mit einer Steinlage ausgefüttert.

Der Abfall des untern Wehrgerinnes ist in 2 Absätzen ausgeführt.

Ein ganz steinernes Ueberfallwehr von 30 Meter Breite zeigt Fig. 224 auf Tafel 26. Es ist dieß das Wehr in der Thur zu Bitschwiller (nächst Thann) im Elsaß.

Nachdem das früher vorhandene hölzerne Wehr vom Wasser weggerissen worden war, wurde der Bau eines ganz steinernen äußerst soliden Wehres beschlossen, welches Fig. 224 zeigt.

Die eingeschriebenen Maße sind Metermaße.

Das 1 Meter tiefe Fundament des Wehres besteht aus Diorit-Blöcken von mindestens $^1/_2$ Cubikmeter Inhalt. Die Höhe der Wehrkrone liegt 2,75 Meter über dem untern Wehrgerinne und es besteht diese Krone aus behauenen Steinen, wie aus der Zeichnung ersichtlich.

Zum Schutze gegen das Unterspülen ist eine doppelte Betonader in das Fundament eingegossen, welche eine Stärke von $^1/_2$ Meter hat.

Auf der Krone des Wehres ist ein bewegliches Brett angebracht, um die Stauhöhe je nach den veränderlichen Wasserständen reguliren zu können.

Im untern Wehrgerinne ist eine Reihe eingeschlagener Pfähle mit einer Querschwelle angebracht, welche ein Ausweichen des Fundamentes verhindert.

Beim Einbau des Wehres war das in der Zeichnung angegebene Gerüste mit Wellenbock zum Transport der schwerern Steinblöcke erstellt worden.

2. Schleusenwehre.

Wenn die Wassermenge eines Gewässers stark veränderlich ist, die Stauhöhe des Wehres aber nicht wesentlich überschritten werden darf, sei es daß dadurch das oberhalb des Wehres gelegene Terrain überschwemmt oder einem oberhalb befindlichen Wasserrechtsbesitzer schädliches Hinterwasser verursacht würde, so wird die Stauung mittelst einer oder mehrerer Schleusen (Schützen- oder Fallenzüge) hervorgebracht, durch deren theilweises Aufziehen die Stauhöhe immer gleich erhalten werden kann.

Die Fig. 213 bis 216 Tafel 25 zeigen ein ganz gewöhnliches Schleusenwehr mit einfachem Kettenaufzuge.

Da die Wehrschwelle hier nicht die eigentliche Krone des Wehres bildet, braucht dieselbe hier nicht so vorsichtig befestigt zu sein, dagegen müssen die verticalen Führungspfosten der Schütze sorgfältig festgemacht werden.

Beim vorliegenden Wehre sitzt die Schwelle auf einer Spundwand, ebenso ist beim Beginn des Vorbaues noch eine Spundwand angebracht, während der Boden des Wehrgerinnes auf einem Pfahlroste nach Fig. 214 befestigt ist.

Fig. 215 zeigt die Verbindung der Seitenwände mit dem Boden des Wehrgerinnes.

Die verticalen Schützenpfosten sind auf der Wehrschwelle aufgesetzt, welche seitlich wenigstens 1 Meter tief in die Ufer eingelassen ist.

Bei gemauerten Seitenwänden werden die verticalen Pfosten noch durch Mauerschrauben und Schlaudern mit denselben verbunden.

Bei einem größern Abfalle des untern Wehrgerinnes als von 1 Meter bis $1^1/_2$ Meter wird dieser Abfall in mehreren Absätzen ausgeführt.

Ein Schleusenwehr mit gemauerten Seitenpfeilern beim Ausflusse eines Teiches zeigen die Fig. 200 bis 202 auf Tafel 24.

Das Wehrgerinne sitzt auf einem Pfahlroste mit 2 Spundwänden (eine vor und eine hinter der Wehrschwelle in gleichen Abständen).

In die massiv verkleideten Seitenpfeiler eingehauene Nuthen (Rinnen) bilden die Führung für die Schütze, welche durch eine hübsche mechanische Vorrichtung aufgezogen und niedergelassen wird.

Die Details dieser letztern sind deutlich aus Fig. 202 Taf. 24 zu entnehmen.

B. Bewegliche Wehre. Klappen- und Nadelwehre.

Wenn durch ein Wehr in einem größern Flusse eine bedeutende Stauhöhe erzeugt werden soll, in diesem Flusse aber plötzliches Hochwasser eintritt, so muß das Wehr rasch entfernt werden können, wenn dasselbe nicht Ueberschwemmungen der oberhalb des Wehres befindlichen Gegenden verursachen soll.

In solchen Fällen reichen die Schleusenwehre nicht aus; einestheils weil dieselben für größere Stauhöhen bis zu $2^1/_2$ Meter zu kostbillig und schwer zu handhaben sind und andrerseits weil dieselben bei größeren Breiten von 10 bis 100 Metern überhaupt nicht mehr angewendet werden können.

In einem größern Flusse mit plötzlich eintretendem Hochwasser

muß bei der Ankunft des letztern jedes Hinderniß aus dem Flußbette entfernt werden können.

An solchen Stellen nun wendet man bewegliche Wehre an und zwar entweder Klappenwehre oder sogenannte Nadelwehre, welche im Nachfolgenden betrachtet werden sollen.

3. Klappen-Wehre.

Fig. 226 Tafel 26 zeigt das Klappenwehr in Melun an der Seine, welches zur Verbesserung der Schifffahrt in diesem Flusse erstellt worden ist und sich ganz gut bewährt hat.

Betrachtet man das Wehr zunächst in aufgestelltem Zustande nach der Figur, so besteht dasselbe aus einzelnen nebeneinanderstehenden Schützen, welche mit den in der Mitte ihrer Höhe angebrachten Zapfen in einer eisernen Rahme gelagert sind, die ihrerseits wieder um eine am Boden gelagerte Achse drehbar ist, aber durch eine Gegenstütze am Umklappen verhindert wird.

Es ist leicht ersichtlich, daß das Wasser die Schütze nicht um ihre mittlere Achse drehen kann, weil der Wasserdruck auf die untere Hälfte bedeutend größer ist als auf die obere. Das Wasser hält also die Schütze oder Klappe in ihrer aufgestellten Lage fest, indem es das untere Ende gegen seine unterhalb angebrachte Auflage preßt.

Sowie aber der Gegenhalter durch horizontales Verschieben einer unter seinem untern Ende durchgehenden Schiene mit Knaggen aus dem Ansatz, gegen welchen er sich stemmt, herausgehoben wird, klappt die eiserne Rahme sammt der Schütze sogleich um, indem sich die letztere gleichzeitig um ihre mittlere Achse dreht, eine horizontale Stellung einnimmt und sich auf die Rahme an den Boden niederlegt.

Ein Niederschmettern auf den Boden findet deßhalb nicht statt, weil das im Untergraben vorhandene Wasser den Stoß aufnimmt und das Wehr ruhig auf den Boden niederfallen läßt.

Soll das Wehr wieder aufgerichtet werden, so wird mittelst einer Kette eine Falle nach der andern von einem oberhalb des Wehres gelegenen Standpunkte aus aufgezogen, was mit geringer Kraftanwendung stattfinden kann, indem die Falle während des Hebens in horizontaler Lage verbleibt. Erst nachdem der Gegenhalter sich wieder gegen seinen Stützpunkt stemmt, wird die Klappe senkrecht aufgestellt, was durch den Wasserdruck mit großer Kraft geschieht.

Es genügt nämlich ein ganz geringer Anstoß an die horizontal liegende Klappe, um derselben in Folge des größern Wasserdruckes auf ihre untere Hälfte das Uebergewicht zu ertheilen.

Die ganze Aufstellung des Wehres erfordert somit eine verhältnißmäßig nur geringe Kraftanstrengung.

Das Wehr bei Melun hat eine Länge von 80 Metern und es ist zum Niederlassen desselben erfahrungsmäßig nur eine Zeit von 2 Minuten erforderlich, während die Aufrichtung eine volle Stunde Zeit in Anspruch nimmt, was immerhin ein außerordentlich kleiner Zeitaufwand ist.

Die eiserne Schiene, welche an dem Stützpunkte unter den Gegenhaltern durchgeht, hat in der Nähe jedes Gegenhalters einen Vorsprung oder Knaggen, so daß eine kurze Verschiebung derselben mit Hülfe eines am Ufer angebrachten Mechanismus genügt, um sämmtliche Gegenhalter einen nach dem andern auszulösen und die betreffenden Klappen zu schließen. Die Breite der einzelnen Klappen ist $1^1/_2$ Meter.

4. Nadel-Wehre.

Eine andere Art beweglicher Wehre beruht darauf, daß man mit Hülfe von umklappbaren eisernen Wehrstützen (sogenannten Wehrrippen) und von darauf gelegten Brettern ein vollständiges Wehrgerippe bildet, gegen welches man verticale hölzerne Bretter anlehnt, welche leicht eines nach dem andern aufgestellt und weggenommen werden können. Es genügt indessen nicht, daß man diese Bretter oder verticalen Wehrschwellen (die sogenannten Nadeln) wegnehmen kann, sondern es muß auch das ganze Wehrgerippe beseitigt werden können.

Die Figuren 226 a) bis f) auf Tafel 27 stellen ein 70 Meter langes Nadelwehr dar, welches von Poirée in Epineau über den Yonnefluß erstellt worden ist.

Fig. 226 a) zeigt in 1/20 der wirklichen Größe eine Wehrrippe, resp. den Querdurchschnitt (senkrecht auf die Längenrichtung des Wehres); Fig. 226 b) einen Längsschnitt durch das Wehr; Fig. 226 c) zeigt in kleinerem Maßstabe den Querschnitt durch das Wehr sammt seinem Einbau und Fundamente; Fig. 226 f) eine Längenansicht des Wehres, von welchem indessen nur ein kurzes Stück dargestellt ist.

Die einzelnen Wehrrippen, Fig. 226 a), sind in einer Distanz von je 1 Meter angebracht, wie aus Fig. 226 f) ersichtlich ist.

Jede Rippe bildet ein Rechteck aus Quadrateisen von 40 Millimeter Stärke mit einer diagonalen Strebe. Der untere mit Zapfen versehene Schenkel der Rahme bildet seine Drehachse, um welche dieselbe auf- und niedergeklappt werden kann.

Soll das Wehr aufgestellt werden, so richtet man, vom Ufer ausgehend, eine Rippe nach der andern mittelst einer gemeinschaftlichen Kette

(an welche sämmtliche Rippen angehängt sind) auf, legt Bretter e darüber, welche einen Steg oder eine Brücke bilden, auf welcher man immer weiter in den Fluß hinaus vordringen resp. das Wehr immer weiter aufstellen kann, indem die Wehrrippen durch beiderseits aufgelegte Halter Fig. 226 c) und d) in ihrer verticalen Lage festgehalten werden.

An den durch diese Bretter gebildeten Steg lehnen sich oben die Nadeln cg an, während sie sich unten gegen eine am Boden befestigte Schwelle f stemmen.

Die einzelnen Nadeln (Bretter) cg haben nur eine Breite von 150 Millimeter, damit sie leicht und rasch gehandhabt werden können, was bei hohem Wasserdrucke ohnedieß noch Kraft und Gewandtheit genug erfordert.

Fig. 226 b) zeigt zwei Wehrrippen in aufgestelltem Zustande und mehrere Rippen niedergelegt.

Die Fundation des Wehres ist aus Fig. 226 e) ersichtlich. Dieselbe hat eine mittlere Stärke von 1,2 Meter, eine Breite von 10 Metern und eine Länge von 70 Metern (gleich der Flußbreite). In diesem Fundamente ist ein Einschnitt von 2,15 Meter Breite und 0,27 Meter Tiefe angebracht, in welchen der hölzerne Rost eingelassen ist. Der letztere besteht aus 2 Längsschwellen und in Querschwellen im Abstande von je 1 Meter.

Die obere Längsschwelle f steht 10 Centimeter über dem Mauerwerke vor und ist auf der dem Strome zugekehrten Seite mit einer eisernen Schiene von 10 × 1 Centimeter Stärke beschlagen, gegen welche sich die Nadeln g mit ihrem untern Ende stützen.

Die Drehzapfen der Rippen haben einen Durchmesser von 40 Millimeter bei 55 Millimeter Länge.

Die Lager der Drehzapfen sind an den Längsschwellen des Rostes festgeschraubt, haben 45 Millimeter Bohrung.

Der Steg auf den Wehrrippen besteht aus 4 neben einander liegenden Brettern von 30 Millimeter Dicke und 35 Centimeter Breite.

Zur Aufstellung und Umlegung des Wehres sind mindestens zwei Mann erforderlich, welche im Durchschnitt 3 Minuten Zeit für die Aufstellung und $1^1/_2$ Minuten für die Umlegung von 1 laufenden Meter Wehr gebrauchen.

Ein in Bezug auf die mechanische Ausführung constructiver gehaltenes Nadelwehr zeigt Fig. 223 auf Tafel 26. Dasselbe wurde für das Etablissement des Chocoladenfabrikanten A. Menier in Noisiel an der Marne ausgeführt.

Die Abbildung giebt den Querschnitt des Nadelwehres in 1/50 der wirklichen Größe.

Die einzelnen Wehrrippen sind hier der größern Widerstandsfähigkeit halber aus Winkel- und T-Eisen zusammengenietet.

Ein in neuster Zeit erbautes Nadelwehr von circa 45 Meter Länge zeigen in Bezug auf die mechanische Ausführung die Figuren 226 g) bis 226 k) in 1/10 der wirklichen Größe.

Es ist dieß das am Ausflusse der Reuß aus dem Vierwaldstätter-See in Luzern befindliche Wehr, welches von den Herren Theodor und Friedrich Bell (Maschinen-Werkstätten, Eisengießerei und Kesselschmieden) in Kriens bei Luzern erstellt worden ist.

(Dieselbe Firma hat gegenwärtig ein Nadelwehr von 50 Meter Länge für die Anlagen des städtischen Wasserwerkes in Zürich in Ausführung.)

Die größte Stauhöhe des Wehres Fig. 226 ist circa 2 Meter; die Distanz der Wehrrippen 1,500 Meter; die Breite der Nadeln ist 150 Millimeter und deren Dicke 60 Millimeter.

Die Drehzapfen der aus Winkeleisen zusammengesetzten Wehrrippen haben 45 Millimeter Dicke und zeigt Fig. 226 i) die vordere Ansicht des Lagers für die Drehzapfen, welche mit Steinschrauben an das Quaderfundament befestigt sind.

Die besondern Halterstangen zur gegenseitigen Fixirung der Wehrrippen sind hier weggelassen, indem die Bretter des Arbeitssteges durch schmiedeiserne Stiften auf den Wehrrippen festgehalten sind, so daß der Steg selbst die Rippen in ihrer gegenseitigen Lage aufrecht erhält.

Fig. 226 k) zeigt den Querschnitt durch den untern Schenkel (die Drehachse) der Wehrrippen.

Bei der Aufstellung des Wehres wird folgendermaßen verfahren:

Auf eine am Ufer angebrachte Winde (Trommel) ist das Ende einer Kette befestigt, welche die sämmtlichen niedergelegten Wehrrippen mit einander verbindet.

Durch die Umdrehung der Kettentrommel wird nun zunächst die erste, dem Ufer zunächstliegende Rippe aufgezogen. Die Länge des zwischen zwei Rippen befindlichen Kettenstückes ist so groß, daß jede Rippe ganz aufgestellt werden kann, bevor die nächstfolgende Rippe anfängt ebenfalls durch die Kette gehoben zu werden.

Auf die aufgezogene Rippe werden nun vom Ufer aus die ersten Bretter des Arbeitssteges hinübergelegt und durch Einstecken der Stiften befestigt. Nun wird vom Ufer aus durch Aufwicklung der Kette auf

die Trommel die zweite Rippe aufgezogen, von der ersten auf die zweite Bretter gelegt und fixirt u. s. w.

Die einzelnen Bretter des Steges greifen dabei (in ihrer Länge) auf jeder Rippe circa 600 Millimeter übereinander.

Bevor die zweite Rippe aufgezogen werden kann, muß die erste von der gemeinschaftlichen Kette losgemacht werden, ebenso die zweite Rippe, wenn die dritte gehoben werden soll u. s. w.

Umgekehrt wird beim Niederlassen des Wehres eine Rippe nach der andern unmittelbar vor dem Niederlassen wieder mit der Kette verbunden.

Um diese Verbindung leicht herstellen und wieder aufheben zu können, ist an jeder Mehrrippe ein kurzes Stück Kette angebracht, deren Haken, in die Hauptkette eingehängt, durch eine Feder zugehalten wird, so daß kein zufälliges Loswerden der Rippen möglich ist.

5. Selbstthätige bewegliche Wehre.

Um dem mühsamen Auf- und Abbau eines beweglichen Wehres enthoben zu sein, hat man zur Erstellung der selbstthätigen Klappen-Wehre seine Zuflucht genommen.

Solche Wehre sind allerdings sehr bequem, erfordern aber eine äußerst solide Ausführung und verursachen daher ganz bedeutende Unkosten.

Die Figuren 217 bis 222 auf Tafel 26 stellen das automatische Wehr in Noisiel an der Marne (Frankreich) dar, welches für das Etablissement von A. Menier erstellt worden ist und sich in jeder Beziehung bewährt hat.

Die Einrichtung des Wehres hinsichtlich seiner systematischen Anordnung ist am besten aus den Figuren 217 und 218 ersichtlich.

In einem halbkreisförmigen Ausschnitte des Wehrfundamentes sind drehbare eiserne Klappen $I\,I_1$ angebracht, welche sich leicht um eine horizontale Achse bewegen lassen. Jede Klappe bildet ein Stück des Wehres und soll daher im Folgenden nur die Bewegung einer Klappe näher betrachtet werden.

Wenn die Klappe horizontal liegt, wie in Fig. 218, so ruht dieselbe oben und unten auf den Quadern $g\,g_1$ auf, welche in diesem Falle die Krone des Wehres bilden.

Steht die Klappe dagegen vertical, wie in Fig. 217, so bildet der obere Rand der Klappe die Krone des Wehres und es ist somit die Stauung um die ganze Höhe des obern Klappenstückes (im vorliegenden Falle 700 Millimeter) größer als vorher.

Um nun das Wehr aufzurichten oder niederzulegen, wird hier der Druck des Wassers zu Hülfe genommen und ist dazu folgende Einrichtung getroffen.

Die einzelnen Klappen von 1,500 Meter Länge sind durch gußeiserne Zwischenwände von einander abgetheilt und es ist der halbkreisförmige untere Raum vor und hinter der Klappe durch gußeiserne, dicht schließende Deckel vom Oberwasser gänzlich abgeschlossen.

Beim Niederlegen der Klappe legt dieselbe sich vorn auf diesen gußeisernen Deckel, ohne aber den Verschluß des untern Raumes zu bilden, was, wie schon erwähnt, von dem gußeisernen Deckel geschieht.

Der halbkreisförmige Raum unter den Deckeln (in welchem Raume der untere Klappenschenkel sich bewegt) ist also gänzlich von dem directen Zutritte des Wassers abgeschlossen, obwohl natürlich immer mit Wasser angefüllt.

Die gußeisernen Zwischenwände, welche diesen Raum zwischen je 2 Klappen abschließen, haben unmittelbar unter dem vordern Deckel eine horizontal längliche Oeffnung H und unter dem untern (stromabwärts gelegenen) Deckel eine vertical längliche Oeffnung H_1, durch welche beiden Oeffnungen alle Kammern unter dem Deckel mit einander in Verbindung stehn.

Denkt man sich nun, daß die Klappen in dem gußeisernen Gerinne g_2 Fig. 217 ziemlich genau anschließen und daß die horizontalen Oeffnungen H und diejenigen H_1 beliebig entweder mit dem Oberwasser oder mit einem Ablauf in das Unterwasser in Verbindung gesetzt werden können, so wird man bald finden, daß man dadurch die Klappen nach Belieben aufrichten oder niederlegen kann.

Läßt man nämlich in Fig. 217 die Oeffnung H mit dem Oberwasser und diejenige H_1 mit dem Ablauf in Verbindung treten, so drückt das Wasser sowohl auf den aufgerichteten obern Theil I der Klappe als auch auf den untern Theil I_1 derselben.

Da aber die auf die untere Hälfte der Klappe (die in den halbkreisförmigen untern Kammern befindliche Hälfte) wirkende Wassersäule höher ist, als die auf die obere Hälfte der Klappe drückende Wassersäule, so bleibt die Klappe in ihrer verticalen Lage stehn, resp. das Wehr bleibt aufgerichtet, da die untere Klappenhälfte an der Schwelle d anliegt.

Läßt man aber die Oeffnung H mit dem Ablauf und diejenige H_1 mit dem Oberwasser in Verbindung treten, so drückt oben das Wasser auf die obere Klappenhälfte wie vorhin, während dagegen unten das Wasser von hinten auf die Klappe drückt, weil das vorn befindliche Wasser frei durch H abfließt.

Die Klappe wird also sogleich umkippen, indem die obere Hälfte sich auf den Deckel K niederlegt, während die untere Hälfte gehoben wird, bis sie die Stellung Fig 218 einnimmt, in welcher sie die Oeffnung H immer noch nicht verdeckt, resp. sich noch unterhalb dieser Oeffnung befindet. Da dieses letztere nothwendig der Fall sein muß, ist die Klappe so abgeklöpft, wie dieß aus der Zeichnung ersichtlich ist.

Wie aus dem Vorstehenden ersichtlich ist, werden sämmtliche halbkreisförmige untere Kammern durch den untern Klappenschenkel in 2 Theile abgetheilt, welche vermöge der Oeffnungen H und H_1 in jeder Zwischenwand 2 der ganzen Länge des Wehres nach durchgehende Canäle bilden, wonach es also leicht ist, an einer Seite des Ufers eine Vorrichtung anzubringen, vermittelst welcher jeder Canal H und H_1 entweder mit dem Oberwasser oder mit dem Ablauf in Verbindung gesetzt werden kann. Die Figuren 219 und 220 stellen diese Vorrichtung dar. Die erstere Figur zeigt einen Theil des Wehres im Grundriß. Fig. 220 ist im Verticalschnitt durch C_2 C_2 Fig. 219.

Wie aus Fig. 219 und 220 ersichtlich ist, mündet der Canal H durch einen (im Grundrisse punktirt angegebenen und mit L bezeichneten) sich in den Seitenpfeiler des Wehres fortsetzenden Canal in einen Raum K_1 Fig. 220 aus, welcher an seinem linken Ende mit dem Oberwasser, am untern Ende aber mit dem Ablauf C_2 in Verbindung ist.

Der Canal H_1 mündet mit einer im Grundrisse punktirt angegebenen und mit L_1 bezeichneten Verlängerung in einen Raum K_2, Fig. 220, welcher wie der darüberliegende K_1 mit dem Oberwasser C_1 und dem Ablauf C_2 in Verbindung steht.

Die Enden der beiden Räume K_1 und K_2 sind mit 2 an einem Balancier N_1 aufgehängten Schiebern versehn, welche sich nur gemeinschaftlich, aber in entgegengesetztem Sinne bewegen lassen, nämlich so, daß der eine Schieber gehoben wird, wenn der andere sich senkt.

Die Schieber sind ferner so gestellt, daß derjenige auf der linken Seite die untere Oeffnung von K_2, der auf der rechten Seite dagegen die obere Oeffnung von K_1 verschließt und umgekehrt, wenn die Schieber verschoben sind, was leicht von Hand mittelst eines an der Achse des Balanciers angebrachten auf den Pfeiler hinaufreichenden Hebels geschehn kann.

Es genügt so eine leichte Handbewegung, die Communication der Canäle H und H_1 mit dem Oberwasser oder mit dem Ablaufe herzustellen, d. h. um das Wehr aufzurichten oder niederzulegen.

Wir haben nun noch einzelne Bestandtheile des Wehres etwas näher zu betrachten.

Fig. 221 zeigt die Verbindungscanäle L und L_1 zwiſchen den Räumen K_1 und K_2 und der Kammer G der erſten Klappe.

Fig. 222 zeigt die Conſtruction der Drehklappe und die Lagerung der Drehzapfen in den gußeiſernen Deckeln.

Das ganze Wehr hat eine Länge von $40^1/_2$ Meter und ruht auf einem Betonfundamente, welches zwiſchen 2 Spundwänden F (wovon die untere nicht ſichtbar) eingebettet iſt.

Anlage der Teiche.

§ 258.

Teiche oder Waſſerſammler.

Teiche oder Waſſerſammler haben die Beſtimmung, bei geringern als den gewünſchten Waſſermengen zum Betriebe eines Motors (auch für Feuerlöſch-Zwecke) das während der Nacht wie überhaupt alles außer der Arbeitszeit herabfließende Waſſer eines Baches aufzuſammeln, um daſſelbe während der Arbeitszeit conſumiren zu können. Beträgt z. B. das in einem Bache per Secunde vorbeifließende Waſſerquantum = A Cubikmeter, ſo ſteigt dieſe mittlere Waſſermenge bei Anwendung eines Teiches für eine $^{24}/_8$ = 8ſtündige Arbeitszeit auf 3 × A Cubikmeter, vorausgeſetzt, daß der Waſſerſammler groß genug iſt, um alles in den übrigen 16 Stunden zufließende Waſſer aufzufaſſen.

Außerdem haben aber die Teiche noch den weitern Zweck, auch das während der Hochwaſſerzeit gelieferte Waſſer wenigſtens theilweiſe aufzufaſſen und daſſelbe für die trockene Jahreszeit und den Niederwaſſerſtand aufzuſparen. In manchen Fällen werden auch Teiche angelegt, um einen Theil der Fluthwaſſermenge vom Flußbett abzulenken und Ueberſchwemmungen zu verhindern.

Der größte Faſſungsraum, der einem Teiche gegeben werden könnte, hängt daher weſentlich von der Größe des Sammelgebietes (Waſſerſcheide) des betreffenden Gewäſſers oder von der größten Fluthwaſſermenge ab, welche aus jahrelangen örtlichen Beobachtungen beſtimmt werden muß.

In der Praxis wird übrigens einem Teiche ſelten eine derartige Ausdehnung gegeben (bei größern Waſſerläufen nämlich) und es wird

der Fassungsraum vielmehr durch locale Verhältnisse, Schwierigkeit und Kostspieligkeit der erforderlichen Bauten, Bedürfniß einer constanten Wasserkraft ꝛc. ꝛc. bedingt, so daß in den meisten Fällen einzig der Kostenpunkt entscheidet.

Große Teiche sucht man immer in einem sich nach einer Stelle hin verengenden Thale anzubringen, an dessen engster Stelle sodann eine sogenannte Thalsperre oder ein Damm gebildet wird, dessen Höhe durch den Fassungsraum des Teiches bedingt wird.

Da das Wasser zum Nutzgebrauche nahe an der tiefsten Stelle des Teiches abgeleitet werden muß, um auch bei niedrigem Teichwasserstande das erforderliche Wasser aus demselben entnehmen zu können, so ist bei offener Ableitung des Wassers die ganze Tiefe des Teiches für das Gefälle verloren und es folgt daraus, daß ein Teich wo möglich nicht in den tiefsten Theil eines Thales verlegt werden muß, daß man zur Anlage eines solchen vielmehr eine mittelhoch gelegene Stelle wählen soll, wobei auch der Wasserdruck auf den Damm weniger groß und die ganze Anlage billiger ausfällt.

Hinsichtlich der Kosten wäre dann im Uebrigen eine Anordnung am günstigsten, bei welcher für den größten Fassungsraum die Ausdehnung der Dämme am geringsten wird.

Vor der Anlage eines Teiches hat man Grund und Boden namentlich an der Stelle des Dammes sorgfältig zu untersuchen. Dichter Thonboden und fester Felsgrund ist am geeignetsten, während zerklüfteter, sandiger oder sumpfiger Grund sorgfältig vermieden werden muß.

Die Stärke der erforderlichen Dämme hängt gänzlich von der Natur des Grundes und der Beschaffenheit des Damm-Materiales ab und wird hierüber auf die §§ 247 und folgende verwiesen. Die Dämme werden meistens aus Erde oder aus Erde und Holz aufgeführt, weit seltener aus Steinen.

An der Stelle des aufzuführenden Dammes wird zunächst ein Graben von 2 bis 7 Meter Tiefe erstellt. Gelangt man dabei nicht auf festen lehmigen Boden oder dichten Felsgrund, so wird zunächst ein Pfahlrost gebaut (Fig. 6 bis 11 Tafel 7), auf welchem sodann der Damm aufgeführt werden kann.

Die Aufführung des ganzen Dammes soll schichtenweise geschehn, wobei jede einzelne Schicht tüchtig festgestampft werden muß. Die Krone des Dammes erhält mindestens eine Breite von 3 Meter und wenn über dieselbe ein Weg führen soll, eine solche von 6 Meter. Die Dammkappe oder die Oberfläche des Dammes soll nicht weniger als 1 Meter über dem höchsten Wasserspiegel des Teiches stehn.

Die aus dem Teiche führenden Canäle oder Gerinne sind mit gewöhnlichen kleinen Fallenzügen (Schützen) versehn. Bei größerer Tiefe des Teiches wird das Wasser durch Röhren aus demselben durch den Damm geleitet, welche sich nach Fig. 61 Tafel 5 im Innern des Teiches nach aufwärts biegen und entweder mit einem durch eine Schraube gehobenen Ventile oder einer Klappe B verschlossen werden, die durch eine Kette E und F auf- und zugezogen wird.

Der Damm erhält gewöhnlich eine Böschung von 3/2 oder den Böschungswinkel von circa 35°.

Bei der Durchführung eines Canales durch den Teichdamm muß der letztere sorgfältig mit Quadersteinen ausgemauert sein, damit ein Anfressen des Dammes nicht vorkommen kann.

§ 259.

Teich-Gerinne.

Die Figuren 207 bis 211 auf Tafel 25 stellen ein vollständiges gemauertes und mit Zugschütze versehenes Teichgerinne dar und es ist Fig. 207 der verticale Längenschnitt, Fig. 208 der horizontale Durchschnitt, Fig. 211 der verticale Querschnitt, Fig. 210 die innere und Fig. 209 die äußere Ansicht des Gerinnes.

Der ganze Theil des Dammes, in welchem das Gerinne angebracht ist, ruht auf einem hölzernen Pfahlroste g i k. Auf dem Boden k des Rostes ruht der aus behauenen Quadern gebildete Boden des Gerinnes und seines Schutzgewölbes B. A ist der Damm des Teiches, d die Schütze mit der Aufzieh-Vorrichtung e. Das Gerinne erweitert sich von der Schütze nach dem Einlaufe zu bedeutend.

Ein durch eine Rohrleitung gebildetes Ablaufgerinne stellt Fig. 61 Tafel 5 dar. Die Rohrleitung A ist mit abgedrehtem Mundstück versehn, welches mit Hülfe der beiden Ketten E und F durch einen Deckel B geschlossen oder geöffnet werden kann. Der Deckel charniert sich um die Achse C und ist außerdem mit einem Hebel D versehn, an dessen Ende die Ketten befestigt sind.

Eine Erweiterung des Mundstückes nach der Form des zusammengezogenen Strahles ist hier nicht nothwendig, weil die Weite des Rohres derart gewählt wird, daß beim kleinsten vorhandenen Wasserdrucke noch das gewünschte Wasserquantum abfließt, die Oeffnung also bei höherem Wasserstande größtentheils geschlossen sein muß. Das Ablaufgerinne nach dem Motor wird, wie bereits erwähnt, nicht im tiefsten Theile des

Teiches angebracht, um nicht zu sehr an Gefälle zu verlieren. Wohl aber soll außer diesem Nutzgerinne bei jedem Teiche noch ein zweites ganz an der Oberfläche des Teichwasserspiegels angebrachtes Schutzgerinne vorhanden sein, um dem Fluthwasser einen sichern Ablauf zu gestatten. In den meisten Fällen wird dieses Schutzgerinne mit Ueberfallschleuse angeordnet, um nach vollständiger Anfüllung des Teiches auch den geringern zufließenden Wassermengen den Ablauf durch Ueberfallen zu gestatten, so daß die Schütze selbst nur bei Hochwässern oder starken Regenfluthen gezogen werden muß.

Außer den beiden bisher erwähnten Gerinnen, d. h. dem Nutz- und dem Schutzgerinne, wird in der Regel noch ein drittes an der tiefsten Stelle des Teiches angebracht, welches meistens durch eine Rohrleitung mit Ventilabschluß gebildet wird und den Zweck hat, den Teich behufs Reinigung oder zum Fischen zu entleeren.

---

§ 260.

Verbindung und Dichtung gußeiserner Wasserleitungsröhren.

Die Verbindung der gußeisernen Wasserleitungsröhren bei hydraulischen Motoren geschieht meistentheils mittelst angegossener Flantschen oder Rohrkränze nach Fig. 282 Tafel 37. Die Dimensionen-Verhältnisse dieser Flantschen sind in Fig. 281 eingeschrieben und zwar auf die Wandstärke des Rohres bezogen.

Die Dicke der Flantschen soll nicht unter der $1\frac{1}{2}$fachen Wanddicke betragen und zwar an der dünnsten Stelle derselben. Die Breite der Flantschen wird passend gleich der $2\frac{1}{2}$fachen Wandstärke 12 bis 18 Millimeter genommen. Die Dicke der Flantschenschrauben $\frac{4}{8}$ von der Wandstärke des Rohres.

Die Anzahl n der Flantschenschrauben bei allen Wasserleitungsröhren kann bestimmt werden durch die Formel

$$n = 2 + \frac{D}{50},$$

wobei D den Durchmesser des Rohres im Lichten in Millimetern bezeichnet.

Es erhält also ein Rohr von 100 Millimeter Weite 4 Schrauben, bei 200 Millimeter Durchmesser 6 und eine Rohrflantsche für ein Rohr von 1500 Millimeter lichter Weite $= 2 + \frac{1500}{50} = 32$ Schrauben.

Die nachfolgenden Tabellen enthalten übrigens eine Zusammenstellung der Dimensionen nach etwas von einander abweichenden Verhältnissen, unter welchen die oben angeführten als mittlere betrachtet werden können.

Bei Rohren bis zu 300 Millimeter lichter Weite werden die Berührungsflächen der Flantschen gleich der ganzen Flantschenbreite + der Wanddicke genommen, die innern Flächen also ganz glatt abgedreht. Als Dichtungsmaterial dient dabei der gewöhnliche Menningkitt, welcher auf starkes Papier oder dünnen Carton, nach der Flantschenform ausgeschnitten, aufgestrichen wird.

Bei Röhren von 300 bis 500 Millimeter lichter Weite werden in die Berührungsflächen der Flantschen vortheilhaft 2 bis 3 kleine Rinnen von $1\frac{1}{2}$ bis 2 Millimeter Tiefe bei 2 bis 3 Millimeter Breite eingedreht, welche dem Kitt mehr Halt gewähren, so daß derselbe auch bei starkem Wasserdrucke bis zu 50 Meter oder 5 Atmosphären nicht zwischen den Berührungsflächen herausgepreßt werden kann. Bei kleinern Röhren kommt dieses nicht vor.

Bei Röhren von über 500 Millimeter lichter Weite berühren sich die Flantschen am passendsten nur auf einem angegossenen abgedrehten Rande gleich der Wandstärke des Rohres nach Fig. 293 Tafel 38. Diese Ränder erhalten eine Höhe von $2\frac{1}{2}$ bis 3 Millimeter.

Zwischen die Berührungsflächen der Flantschen kommt am Vortheilhaftesten ein Kautschukring von 3 bis 4 Millimeter Dicke ohne irgend ein anderes Dichtungsmaterial. Es ist dieses die einfachste und sicherste Abdichtung, da man jetzt die erforderlichen Kautschukringe in jeder gewünschten Dimension im Handel beziehn kann.

Will man sich ohne Kautschuk behelfen, so nimmt man dünnen Carton, den man in Ringform ausschneidet und auf beiden Seiten mit Menningkitt bestreicht. Auch dieß giebt, sorgfältig ausgeführt, eine gute Dichtung, doch müssen die Berührungsflächen der Flantschen exact abgedreht sein.

Eine andere Dichtungsart gußeiserner Flantschenrohre besteht darin, daß die Berührungsflächen der Flantschen etwas conisch gedreht sind, und es wird innerhalb der Verbindungsschrauben ein Bleiring zwischen die bearbeiteten conischen Flächen gelegt und diese hernach fest angezogen.

Zwischen Bleiring und Flantsche kommt jederseits eine getheerte Tuch- oder Lederscheibe.

Diese Bleiverbindung wird bei Wasserleitungen gern überall da angewendet, wo bei der Montirung zweier zusammenstoßender Rohrstränge das letzte Rohr eingeschaltet wird, wo sich dann gewöhnlich ein Spielraum zeigt, den man absichtlich der Sicherheit halber durch ein etwas zu kurzes Rohrstück ausfüllen muß. Das Fehlende wird dann als 1 oder 2 Bleiringe eingeschaltet, die man gleich zwischen die Flantschen an Ort und Stelle eingießt, nachdem die Rohre an der betreffenden Stelle vorgewärmt und mit Lehm um die Flantschen eine Form gebildet worden ist.

Die Ausfüllung solcher Zwischenräume geschieht in manchen Fällen auch mit Hülfe eines gut bearbeiteten Holzringes, welcher zwischen die Flantschen geschraubt wird und durch das nachherige Aufquellen eine äußerst dichte Verbindung bildet. Bleiringe sind indessen wesentlich leichter anzufertigen, kosten aber etwas mehr.

Zeigt ein gußeisernes Rohr nach dem Legen undichte Stellen in Folge von Porosität, so hat man dasselbe einfach anzuwärmen und mit soviel Colophonium inwendig einzureiben respective darauf zu streichen, als es aufsaugt. Jedes Rinnen in Folge bloßer Porosität oder unganzer Stellen wird dadurch sicher und gründlich beseitigt und zwar auch für starken Druck. Das erwärmte Gußeisen besitzt die Eigenschaft, sich mit dem flüssigen Colophonium (das sich beim Erstarren noch ausdehnt) so fest zu verbinden, daß ein gußeiserner Cylinder, welcher rinnt wie ein Sieb, durch Eintauchen in Colophonium (oder Tränken mit demselben) für den höchsten Druck, den derselbe aushalten kann, vollkommen wasserdicht wird, so lange das Rinnen nicht durch Risse oder eigentliche leicht sichtbare Löcher entsteht.

Die Wanddicke gußeiserner Wasserleitungsröhren ist nach § 266 zu bestimmen.

Röhren unter 300 Millimeter lichter Weite werden in der Regel so dünn gehalten, als man dieselben überhaupt im Guße ohne zu vielen Ausschuß gießen kann.

Die geringste Dicke ist 8 bis 10 Millimeter, bei Röhren unter 200 Millimeter Durchmesser auch bis zu 6 und 7 Millimeter.

Wenn eine Röhre von 150 Millimeter Weite eine fehlerlose und gleichmäßige Wandstärke von 6 Millimeter erhalten könnte, würde sie einem ruhigen Wasserdruck von 900 Meter Höhe noch Widerstand leisten (bei 300 Millimeter Weite einem Wasserdrucke von 400 Meter Höhe), wenn man sie blos nach den statischen Festigkeitsverhältnissen beurtheilen wollte.

Erfahrungsmäßig halten aber die Röhren solcher Dicke diesen Druck auf die Dauer nicht aus, und weil der Guß nie überall rein und gleichmäßig, fehlerlos ausfällt, das Bersten der Röhren auch selten in Folge eines ruhigen stetigen Wasserdruckes, wohl aber beim Vorkommen heftiger Stöße der bewegten Wassersäulen eintritt*).

Aus diesen Gründen muß die Wandstärke der gußeisernen Röhren bedeutend größer genommen werden. Die Regel des § 266 liefert erfahrungsmäßig sichere Werthe.

Vertical gegossene Röhren fallen gleichmäßiger und dichter im Gusse aus als horizontal gegossene. In gut eingerichteten Gießereien gießt man daher die Röhren immer vertical.

Die Dauer der gußeisernen Röhren ist eine so zu sagen unbegrenzte; man hat schon Rohrleitungen, die über 100 Jahre in der Erde liegen und noch keine wesentliche Abnahme der Wandstärke zeigen.

§ 261.

Gußeiserne Muffenrohre.

Bei städtischen Wasserleitungen, sowie bei Gasleitungen werden die gußeisernen Rohre mittelst Muffen oder eines erweiterten Halses zusammengefügt, in welchen (Fig. 280 Tafel 37) das Ende des folgenden Rohrstranges eingreift.

Die Röhren greifen auf solche Weise etwa 8 bis 15 Centimeter in einander und es wird der freie Zwischenraum zwischen den Röhren, welcher ungefähr der Wandstärke derselben gleichkommt, zur Hälfte mit Werg (Hanf oder auch altem aufgelockerten Tauwerk) ausgefüllt und festgestampft und hernach die andere Hälfte mit Blei ausgegossen, welches schließlich noch festgestemmt wird. Das Ausgießen mit Blei geschieht, nachdem die Röhren verlegt sind und der äußere Rand der Muffe mit Lehm verschlossen worden; in neuerer Zeit werden auch die Bleiringe vorher angefertigt und an Ort und Stelle eingetrieben. Fig. 283 Tafel 37 zeigt die Dimensionen-Verhältnisse der Verbindungs-Muffen.

Diese Muffenverbindung, mittelst Blei gedichtet, gewährt etwas Elasticität und Dehnbarkeit des ganzen Röhrenstranges bei Temperaturveränderungen, hat aber, wie jede ineinandergreifende Verbindung, den Nachtheil, daß man bei etwaiger Beschädigung kein Rohr aus der Leitung herausnehmen kann.

Kommt dieses dennoch vor, so muß das Rohr zerschlagen werden und das Ersatzrohr muß eine Uebermuffe erhalten, welche über die Enden

*) Hierüber siehe die Notiz am Schlusse des Werkes.

der zusammengeschobenen Rohre übergreift und beidseitig wie eine gewöhnliche Muffe mit Werg und Blei abgedichtet wird.

Beim Aufheben der Dichtung hat man nur Feuer unter den Muffen zu machen, so daß das Blei herausfließt.

Solche Uebermuffen sollten in jeder Rohrleitung in Abständen von 100 bis 200 Fußen angebracht werden, damit bei etwa eintretenden Reparaturen die Leitung sich stellenweise zerlegen läßt. Die Uebermuffe erhält einen Hals von der doppelten Länge der gewöhnlichen Muffe.

Fig. 283 Tafel 37 zeigt die Dimensionen-Verhältnisse, welche die Muffenverbindung gewöhnlich erhält, auf die Wandstärke δ des Rohres bezogen. Diese Wandstärke wird nach § 266 bestimmt, wenn die Röhren einen höhern Druck auszuhalten haben, kann aber auch nach der einfachen Formel $\delta = 8 + \frac{D}{80}$ (in Millimetern) genommen werden, wenn eine ganz besondere Inanspruchnahme der Röhren nicht stattfindet. Es wird nun:

die Wandstärke der Muffe . .	δ_1	$= 10 + 0{,}0135\,D$,
„ Stärke des Muffenkranzes .	k	$= 18 + 0{,}0025\,D$,
„ innere Länge der Muffe . .	l_1	$= 67 + 0{,}11\,D$,
„ Länge des Muffenhalses . .	l_2	$= 49 + 0{,}09\,D$,
„ Gesammtlänge der Muffe .	l	$= 116 + 0{,}20\,D$,
„ Lichtweite der Dichtung . .	b	$= 5 + 0{,}007\,D$,
„ Höhe des Bleiringes . . .	h	$= 28 + 0{,}07\,D$,
„ Höhe des Wulstes	a	$= 1{,}2\,\delta$,
„ Wandstärke des Wulstes . .	c	$= \delta + b - 2$.

Oefter wird auch der Wulst an dem umschlossenen Röhrenende ganz weggelassen, was die Anfertigung wesentlich vereinfacht. Die Muffe erhält alsdann dafür am Innern einen Vorsprung nach innen, um den Abschluß des Dichtungsmateriales zu bewirken.

Statt der Bleiverdichtung werden ganz fest gelagerte Muffenrohrleitungen auch ganz mit Eisenkitt ausgefüllt, welcher bald erhärtet, sich chemisch mit der Oberfläche der Röhren verbindet und eine äußerst haltbare, unverwüstliche Dichtung herstellt. Diese Verbindung ist indessen ganz steif und ein etwa erforderliches Auswechseln der Röhren ohne deren gänzliche Zerstörung unmöglich, aus welchem Grunde diese Dichtungsmethode nur nur noch selten zur Anwendung gelangt.

Statt der kostspieligen Bleidichtung kann indessen für festliegende Leitungen auch eine weit billigere und gut haltbare Dichtung erzielt werden, wenn man Hanfzöpfe in einer erwärmten Mischung von Pech

und Ziegelmehl tränkt und dieselben fest in die Muffe so eintreibt, daß dieselbe ganz mit diesem Dichtungsmittel ausgefüllt ist.

Versuche mit neuern Verdichtungs- und Verbindungs-Methoden.

So wenig die Muffenverbindung mit Bleiverdichtung in Bezug auf Sicherheit, guten Verschluß, Elasticität des Röhrenstranges und leichte Aufhebung der Verbindung zu wünschen übrig läßt, so verursacht doch der große Verbrauch an Blei so bedeutende Kosten, daß man sich in neuerer Zeit vielfach Mühe gegeben hat, die Muffenverbindung mit Bleidichtung durch andere ebenso einfache, aber billigere Anordnungen zu ersetzen.

1. Um einerseits das bedeutende Gewicht durch Verminderung der Muffenlänge zu reduciren, suchte man zunächst den Wergabschluß der gewöhnlichen Muffendichtung zu beseitigen, indem man durch Abdrehn der Stoßfugen oder aufeinandersitzenden Rohrenden den Durchfluß des Bleies beim Eingießen zu verhindern suchte, was mit ganz gutem Erfolge erreicht worden ist. Allerdings verursacht das Abdrehn jedes Rohrstrangenendes Arbeit und Kosten, die sich indessen bei der massenhaften Wiederholung sehr reduciren.

In Liverpool wurden in neuester Zeit Röhren verlegt, deren Enden man auf eine Breite gleich der Wandstärke conisch in einander drehte, wobei der eine Conus etwas flacher war, um der Leitung etwas Biegsamkeit zu ertheilen und die Richtung der einzelnen Röhren gegen einander etwas verändern zu können. Die Kegelflächen berührten sich dabei nur auf einer sehr geringen Breite und der wasserdichte Abschluß wurde mittelst in Theer getränkten Hanfes bewerkstelligt, welcher in die kurze Muffe fest eingetrieben wurde. Diese Verbindung hat sich in jeder Hinsicht gut bewährt.

2. In Frankreich sind von der landwirthschaftlichen Gesellschaft der Sarthe Versuche mit einer andern Rohrverbindung, von Doré, angestellt worden.

Fig. 288 Tafel 37 zeigt eine solche Verbindung in ihren richtigen Dimensionen-Verhältnissen.

Das eine Rohr b endigt in eine kugelförmige Fläche, welche sich an die ebenfalls kugelförmige hohle Muffe c des andern Rohres d anlehnt. Die Muffe c endigt in einen kurzen cylindrischen, conisch ausgedrehten Ring e, welcher das Dichtungsmaterial aufnimmt. Als letzteres wird ebenfalls Blei verwendet, das entweder eingegossen oder in Ringstücken eingetrieben und verstemmt wird. Der Bleiverbrauch ist aber hier gegenüber den gewöhnlichen Muffen sehr gering.

Diese Verbindung gewährt die Herstellung bedeutender Krümmungen ohne andere Hülfsmittel, erleichtert das Montiren in hohem Grade und ergiebt ein verhältnißmäßig geringes Rohrgewicht.

Bei den Versuchen wurden Stränge von 280 Fuß Länge hergestellt und an beiden Enden festgehalten, so daß ein hoher Druck sie nicht auseinander zu treiben vermochte. Eingegossenes Blei erwies sich dichter als eingetriebene Bleiringe und hielt das erstere auch bei einer Pressung von 10 Atmosphären oder 100 Meter Wasserdruck noch vollkommen dicht. Bei eingetriebenen Bleiringen fingen die Dichtungen dagegen bereits bei 6 Atmosphären oder circa 60 Meter Wasserdruck an zu schwitzen und bei 10 Atmosphären Druck wurde einer der eingetriebenen Bleiringe aus der Fuge herausgepreßt.

In England wurden bei der gewöhnlichen Muffenkuppelung statt Blei eingetriebene Holzkeile als Dichtungsmaterial benützt und zwar mit ganz vorzüglichem Erfolge.

Diese Dichtungsmethode gewährt ganz bedeutende Ersparnisse an Kosten.

Die Röhren der Wasserleitung zu Norwich waren 40 Jahre und die zu New Castle 50 Jahre lang mit Holzkeilen gedichtet, ohne daß diese Verbindung jemals etwas zu wünschen übrig ließ. Bei der East-Londoner Wasserleitung wurde dieselbe Methode (an einer Leitung von 22 engl. Meilen Länge) zur Anwendung gebracht, nachdem besondere Versuche mit dieser Dichtung angestellt worden waren, um das Verhalten derselben unter sehr hohem Drucke zu prüfen. Bei einem Drucke von 750 Fuß Wassersäulenhöhe zeigte sich keine Spur von Undichtigkeit. Die Kosten der Muffenkuppelung mit Blei, Eisenkitt und Holzkeildichtung ergeben sich ungefähr wie 3 : 2 : 1.

Die Holzkeile aus Kiefernholz werden zuerst conisch zugeschnitten und zwar mit einem Messer, welches nach der Rundung der Muffe geformt ist. Mit ihren dünnern und schmälern Enden werden nun so viele Keile in die Muffe nebeneinander eingesteckt (in trockenem Zustande), als darin Platz finden, und sodann alle mit einander eingetrieben. Was nicht hineinzubringen ist, wird abgeschnitten. Durch das nachträgliche Aufquellen werden die Holzkeile so fest gegeneinander gepreßt, daß die Abschließung eine durchaus dichte ist, wenn die Form der Holzkeile sorgfältig zugeschnitten worden ist, was bei der massenweisen Herstellung leicht zu erzielen ist.

3. Eine andere Röhrenverbindung mit Kautschukdichtung in Form eines dünnen Ringes stellen die Figuren 289 und 290 auf Tafel 37 dar. Die beiden zu verbindenden Röhrenenden bilden eine kurze Muffe,

in welcher ein Kautschukring stark zusammengepreßt wird. Zwei schmiedeiserne Bügel mit schmiedeisernen Stiften, durch angegossene Knaggen oder Augen der beiden Rohre gesteckt, halten die Röhren zusammen.

Bei der Wasserleitung im Lager von Châlons war diese Verbindungsmethode in Anwendung gebracht und befriedigte vollständig sowohl durch Billigkeit, Elasticität, Beweglichkeit und guten Verschluß. Sie gestattet das Verlegen langer Rohrstränge mit großer Schnelligkeit und dürfte in nicht festem, unregelmäßigem Boden von besonderer Brauchbarkeit sein. Fatal ist der Umstand, daß für den letztern Zweck einzelne Röhrenstränge sich auch hier nicht herausnehmen lassen.

4. Eine höchst einfache und zweckmäßige Rohrverbindung hat Normandy in Anwendung gebracht. Die Rohrenden sind glatt abgedreht und stoßen stumpf zusammen. Die Abdichtung und Verbindung geschieht mit Hülfe eines gußeisernen Ringes, welcher über die Fuge gestoßen ist und gegen welchen 2 schmale Kautschukringe mittelst zweier gußeiserner Scheiben und Schrauben festgepreßt werden. Die Verbindung gewährt den großen Vortheil, daß nach dem Seitwärtsschieben der Muffenringe jeder einzelne Röhrenstrang mit Leichtigkeit herausgenommen und durch einen andern ersetzt werden kann.

Auch diese Verbindung bietet große Nachgiebigkeit gegen Ausdehnungen und Verkürzungen dar, besitzt bei etwas erweitertem Durchmesser des Ringes auch eine geringe Beweglichkeit für Richtungsveränderungen. Nachtheilig ist dagegen, daß die Röhrenenden gut festgehalten sein müssen, damit bei hohem Druck kein Auseinanderschieben der Rohrstränge eintreten kann, indem die Verbindung der einzelnen Rohrstränge durch nichts zusammenhält, als durch die Reibung der dichtenden Kautschukringe.

§ 262.

Rohrverbindungen für außergewöhnliche Fälle.

1. Kommen bei gußeisernen oder auch schmiedeisernen Wasserleitungen verschiedene stärkere Richtungsänderungen vor, welche nicht mit Verläßlichkeit oder gar nicht bestimmt werden konnten, so behilft man sich in den meisten Fällen entweder mit keilförmigen, zwischen die Flantschen gelegten Holzringen oder gegossenen gußeisernen oder bleiernen Ringen. Werden nämlich 2 solche Ringe aufeinander gedreht, so bilden sie je nach ihrer gegenseitigen Lage einen cylindrischen Mantel mit parallelen Begrenzungsflächen, oder aber es bilden diese Begrenzungs-

flächen einen kleinern oder größern Winkel mit einander, dienen also als Verbindungs- und Uebergangsstück zweier gegeneinander geneigten Rohrstränge, so lange diese Neigung nicht bedeutend ist.

Für Neigungen von über 15 bis 20 Graden ist dagegen das Universal-Rohrknie von Brown besonders gut am Platze, das in Fig. 300 Tafel 38 abgebildet ist.

Die Verbindung hat eine kugelförmige Erweiterung, welche mit Flantschen versehn ist, die um einen Winkel a gegen die Achse des Rohres geneigt stehn.

In Folge dessen kann der eine Schenkel des Knies auf dem andern um einen beliebigen Winkel zwischen dem Werthe 2a und 180° gedreht werden und paßt sich daher die Verbindung den Rohrleitungen mit den verschiedenartigsten Neigungen an.

Bei der Bearbeitung wird nur das eine Kniestück mit Schraubenlöchern an der geneigten Flantsche versehn, während die Löcher des zweiten Stückes erst nach erfolgtem Anpassen und Einstellen in der Rohrleitung an Ort und Stelle gebohrt werden.

Auch für kleinere Wasserleitungen, die Beweglichkeit besitzen müssen, hat die Verbindung bereits weitere Verwendung gefunden bei der Straßenbespritzung. In diesen Fällen ist das eine Kniestück auf dem andern drehbar. Der erweiterte Theil ist mit einer Nuthe zur Aufnahme eines Dichtungsringes von Leder oder Kautschuk versehn. Der mit einem Ansatze versehene Theil faßt in die Nuthe und wird auf das Dichtungsmaterial gedrückt. Beide Kniehälften werden durch einen schmiedeisernen Bügel zusammengehalten, oder auch mittelst einer durchgehenden Schraube.

Die Verbindung ist für kleinere provisorische Wasserleitungen bis zu 300 Millimeter lichter Weite, besonders aber für Straßenbespritzung Wiesenbewässerung, Spritzenschläuche u. s. w. geeignet, da sie eine sehr rasche und dichte Verbindung nebst Winkelbildung von 90 bis 180° gestattet und zwar ohne größern Kostenaufwand, als die meist üblichen Verbindungen erfordern.

2. Bewegliche Rohrverbindung. Die im Vorstehenden beschriebenen Rohrverbindungen für große Wasserleitungsrohre bis 600 und 800 Millimeter lichter Weite bieten zwar den Vortheil dar, für feststehende unbewegliche Wasserleitungen eine leichte Montirung und dichten Verschluß zu gestatten, ohne daß aber die vollendete Leitung eigentlich beweglich ist. Eine Ausnahme bildet einigermaßen die Verbindung mit dem Universalknie für kleine Leitungen bis 80 Millimeter lichter Weite, wo bei geringem Anziehn der mittlern Verbindungs-

schrauben auf Kosten eines durchaus dichten Verschlusses die Beweglichkeit vorhanden ist.

Bei der Wasserleitung zu Glasgow war man genöthigt, die Rohrleitung in das offene Bett eines Flusses zu versenken, wie man ein Telegraphenkabel durch das Meer legt.

Die zu diesem Zwecke erforderliche Rohrverbindung mußte durchaus dicht und vollständig beweglich sein, so daß die einzelnen Rohrstränge sich ungezwungen den Unebenheiten des Flußbettes nach legen konnten, wie dieß Fig. 284 auf Tafel 37 zeigt. Die Figuren 285 bis 287 auf derselben Tafel stellen die für diesen Fall gewählte Rohrverbindung ausführlicher dar.

Die Verbindung ist ein eigentliches hohles Kugelgelenk.

Auch bei London wurde eine 3 Fuß weite Rohrleitung nach diesem System durch die Themse gelegt, welche aus 70 Röhren von 9 Fuß Länge bestand, die alle mit einem solchen Kugelgelenk versehen waren.

Die Abdichtung geschah mittelst Werg und einer Stopfbüchse und zeigt Fig. 288 den Durchschnitt des Kugelgelenkes in etwas deutlicherem Maßstabe.

Damit bei der Versenkung der fertigen Rohrleitung die Gelenkköpfe nicht den Zug auszuhalten haben, welchen das Gewicht der ganzen schwebenden Leitung erzeugt, sind die Rohrstücke mit Charnieren und Bändern i zusammengehalten. Um aber die Leitung noch weiter zu schützen und die erwähnte Spannung aufzunehmen, ist jedes Rohr in einen hölzernen Kasten gelegt, welcher mit demjenigen des folgenden Rohres durch Gelenkbänder verbunden ist, deren Mittel in der Achse des Kugelgelenkes selbst liegen.

Auf diese Weise drehn sich die Rohre sammt den Kasten und liegt die Rohrleitung in der hölzernen Hüllung, ohne daß sie im Geringsten der Zugspannung ausgesetzt ist, da diese von der äußern Hülle vollständig aufgenommen wird.

Interessant ist der Umstand, daß der leitende Ingenieur nach Vollendung der Rohrleitung unter den Wogen des Stromes durch die Leitung hindurchzukriechen das Vertrauen hatte.

3. Für gußeiserne Wasserleitungsröhren bis zu 60 Millimeter lichter Weite wird die Schraubenmuffe nicht selten benützt. Das Schraubengewinde ist gleich an die Rohrenden angegossen und die Abdichtung geschieht durch einen Bleiring, welcher zwischen die erweiterten Ränder gelegt und beim Zusammenziehn der Rohrenden festgepreßt wird. Unbequem ist hier der Umstand, daß das zuletzt gelegte Rohr selbst gedreht werden muß, um es in das vorhergehende Rohr hineinzuschrauben. Diese Verbindung wird nicht als Normalverbindung, sondern nur da

angewendet, wo eine gewöhnliche Flantschenverbindung zu viel Platz erfordern und eine solche Schraubenmuffe ihres guten Aussehens halber, z. B. bei Maschinen, vorgezogen werden muß.

§ 263.

Verbindungstheile bei gußeisernen und schmiedeisernen Wasserrohrleitungen.

Die gußeisernen Rohrleitungen werden gewöhnlich da in Anwendung gebracht, wo man dieselben in den Boden einsenken oder in gemauerten Canälen in die Erde legen kann. Sowohl in der horizontalen wie in der verticalen Richtung kommen gewöhnlich mannigfaltige Neigungen, Abzweigungen und dergleichen vor und es sind daher beim Verlegen der Rohrleitungen eine Anzahl sogenannter Verbindungsstücke oder Zwischenstücke erforderlich.

Von den hölzernen und gußeisernen kurzen keilförmigen Zwischenringen zur Verbindung wenig geneigter Röhrenstränge, ferner von den Universalknien zur Herstellung eigentlicher Rohrwinkel ist oben bereits gesprochen worden und braucht es kaum erwähnt zu werden, daß auch für die schmiedeisernen Rohrleitungen bei mit Flantschen verbundenen größern Strängen (siehe den folgenden Paragraphen) ganz dieselben Zwischenverbindungen zur Anwendung kommen.

Bei einem graden Flantschenrohr heißt die ganze Länge zwischen den Stoßfugen die Baulänge des Rohres, welche ziemlich verschieden ist, bei Röhren von 150 bis 500 Millimeter lichter Weite gewöhnlich 3 Meter beträgt.

Weitere und engere Röhren pflegen etwas kürzer zu sein, wegen der größern Schwierigkeit der Herstellung. Die Gußrohre sind in neuerer Zeit für alle Dimensionen von 25 Millimeter = 1 Zoll engl. lichter Weite an bis zu 1500 Millimeter Weite erhältlich, doch pflegt man selten gußeiserne Röhren über 1 Meter Weite in Anwendung zu bringen.

Bei einem sogenannten Bogenwinkel für eine Umbiegung um einen rechten Winkel für ein Flantschenrohr heißt der Abstand R der Stoßfugenflächen vom Mittel des Rohres der Biegungspfeil oder kurz Pfeil des Bogens.

Außer diesen Bogenstücken giebt es noch eine weitere Anzahl für die gabelförmige Abzweigung einer oder mehrerer Rohrleitungen u. s. w., die hier als weniger häufig und meist entbehrlich nicht näher besprochen werden können. Die bereits angeführten Verbindungen reichen für die gewöhnlichen eigentlichen Wasserleitungen vollständig aus.

§ 264.

Vorzüge der gußeisernen Rohrleitungen.

Die Vortheile der gußeisernen Wasserleitungsröhren sind so mannigfaltig, daß dieselben in den meisten Fällen allen Leitungen aus anderem Materiale vorgezogen werden. Diese Vortheile sind in erster Linie in dem Umstande zu suchen, daß Röhren von allen beliebigen Dimensionen zwischen 30 und 4000 Millimeter lichter Weite leicht hergestellt werden können, daß das Gußeisen das billigste Metall ist und eine Dauerhaftigkeit besitzt, welche von keinem andern Metalle nur annähernd erreicht wird.

Gußeiserne Leitungen sind allerdings etwas theurer als Leitungen aus genieteten eisenblechenen Rohren, bieten indessen eine ungleich längere Dauer dar; denn wenngleich das Gußeisen oxydirt, wenn es mit Wasser in Berührung kommt, so pflanzt sich die Oxydation nicht im Innern des Metalles fort, wenigstens geschieht dieses nur außerordentlich langsam, so daß gußeiserne Leitungen, die 100 Jahre in feuchter Erde liegen, sich ganz vorzüglich erhalten erweisen.

Es ist dieß ein nicht genug zu schätzender Vortheil der gußeisernen Leitungen, daß man sie einfach ohne irgend eine Umhüllung oder Unterlage in die Erde eingraben kann, wo dieselben meistens vor allen Stößen und gewaltsamen Beschädigungen sehr gut geschützt sind und von den Veränderungen der Temperatur nicht mehr beeinflußt werden, wenn man die Leitungen 4 Fuß = 1,2 Meter tief in den Boden versenkt.

Schmiedeiserne Rohrleitungen dagegen müssen sehr sorgfältig mit Theer in- und auswendig angestrichen und vor den Einflüssen der Witterung geschützt sein, wenn dieselben nicht einer ziemlich raschen Zerstörung entgegengehn sollen. Aus diesem Grunde sollten die schmiedeisernen Leitungen niemals in die bloße Erde eingegraben werden, müssen vielmehr in ausgemauerten und zugedeckten Canälen verlegt, auf Steinen fundamentirt und außerdem bei größern Dimensionen noch auf besondere gußeiserne Röhrenständer gelagert sein.

Die Wandstärke der schmiedeisernen Röhren wird meistens eine so geringe (3 bis 10 Millimeter), daß die Rohre in gefülltem Zustande nicht mehr auf ihre ganze Baulänge von 3 bis 5 Metern sich selbst frei tragen können; dieselben müssen daher alle 1,5 bis 2 Meter unterstützt werden.

In Folge der Oxydation der Röhrenoberfläche nimmt das Wasser, wenn es längere Zeit in den Leitungen gestanden hat, etwas Eisenoxyd

auf. Es ist dieses indessen (natürlich kommt dieß nur bei Trinkwasserleitungen in Betracht) kein der Gesundheit schädlicher Bestandtheil.

Größere Leitungen werden ohnedieß vor dem Verlegen in erwärmtem Zustande innen und außen mit Theer angestrichen, was die Oxydation außerordentlich verzögert.

§ 265.

Eisenblechene Rohrleitungen und deren Verbindungen. Schmiedeiserne Wasserleitungsrohre.

Schmiedeiserne Rohrleitungen, bestehen dieselben aus genieteten eisenblechenen oder aus gezogenen oder geschweißten schmiedeisernen Rohren, dürfen nur dann in Anwendung gebracht werden, wenn man nicht genöthigt ist, dieselben frei in den Boden zu verlegen.

Handelt es sich z. B. um eine Pumpen-Anlage, so sollte die Saugrohrleitung, so weit sie im Brunnen aufsteigt oder in der freien Erde liegt, aus gußeisernen Rohren bestehn, während die Steigleitung von der Pumpe ins Reservoir, sowie auch derjenige Theil der Saugleitung, welcher in einen gemauerten Canal verlegt werden kann, aus schmiedeisernen Röhren bestehn darf.

Schmiedeiserne geschweißte Wasserleitungsrohre sind nur bis auf eine lichte Weite von $2^1/_2$ Zoll engl. oder 63 Millimeter im laufenden Gebrauche. Größere Rohre werden entweder aus Gußeisen oder aber aus Eisenblech angefertigt, welches im letztern Falle genietet werden muß.

Die genieteten Rohre über $2^1/_2$ Zoll engl. lichter Weite werden ohne Ausnahme mittelst aufgenieteter schmiedeiserner oder gußeiserner Flantschen verbunden und entweder wie bei den gußeisernen Flantschenröhren mit Menningkitt, Theer auf dünnen Pappdeckeln, oder am besten mit Kautschukringen abgedichtet.

Fig 292 und 293 auf Tafel 38 zeigt die schmiedeisernen und gußeisernen Flantschen einer solchen Verbindung in den passendsten Dimensionen-Verhältnissen.

Man bestimmt zunächst die Schraubendicke d der Flantschenverbindung nach der Formel

$$d = \left(8 + \frac{D}{80}\right)\frac{4}{3},$$

wobei D den lichten Durchmesser in Millimetern bezeichnet, und es wird sonach die Dicke einer schmiedeisernen Flantsche $= {}^7/_8\, d$, diejenige der

gußeisernen Flantsche $= {}^{11}/_{8}\,d$ und die Randbreite der Flantschen $b = 2\,{}^{1}/_{2}\,d$.

Die Kranzdicke der gußeisernen Flantsche (nicht zu verwechseln mit der Flantschendicke) wird gleich der Schraubendicke genommen, diejenige der Schmiedeisenflantsche $= {}^{5}/_{8}$ der Dicke der gußeisernen.

Die Dicke der Nieten kann zu ${}^{3}/_{4}$ der Schraubendicke und ihre Anzahl gleich dem $1\,{}^{1}/_{2}$fachen der Schraubendicke genommen werden. Demnach erhält ein Rohr von 1 Meter lichter Weite $= 8 + \frac{D}{80} = 8 + \frac{1000}{80}$ $=$ 20 Millimeter dicke Schrauben und es ist deren Anzahl $= 2 + \frac{D}{50} = 2 + \frac{1000}{50} = 22$. Die Nieten dagegen erhalten eine Dicke von ${}^{3}/_{4} \times 20 = 15$ Millimeter und es wird die Anzahl derselben $= 33$ oder rund $= 36$, da diese Anzahl leicht einzutheilen ist.

Bei größern Röhren hat man nicht zu vergessen, daß der Blechrand gegen die Stoßfuge zu gut verstemmt werden muß, wenn die Verbindung dicht werden soll, und daß man aus diesem Grunde das Blechrohr kürzer halten muß, als die Baulänge des Rohres, und zwar so, daß der äußere Blechrand nicht mehr als 1,5 bis 1,7 der Nietendicke über das Mittel der Nieten hinausragt, weil sich sonst das Blech beim Verstemmen aufwirft und eine dichte Verbindung unmöglich macht, die durch Ausstreichen mit Kitt oder Theer keineswegs herzustellen ist.

Da die Herstellung schmiedeiserner Bogenwinkel bedeutende Schwierigkeiten verursacht, so werden die Verbindungstheile, Winkel, Krümmer, Keilstücke, Universalknie ꝛc. ganz wie bei den gußeisernen Rohrleitungen als besondere Zwischenstücke aus Gußeisen angefertigt und durch gewöhnliche Flantschen mit den Rohrsträngen verbunden.

Auch die gußeisernen Krümmer verursachen bei Dimensionen über 6 bis 700 Millimeter lichter Weite viele Arbeit bei deren Herstellung und man behilft sich daher in neuester Zeit durch eine Zusammensetzung derselben aus zwei Hälften.

Das Rohr wird nämlich seiner graden Achse nach in zwei Theile zerschnitten gedacht, von denen jeder für sich angefertigt wird, wobei für beide dieselben Schablonen gebraucht werden. Schließlich werden diese Hälften zusammengehobelt und mittelst eines dünnen, zwischen die Verbindungsflantschen gelegten Kautschukringes abgedichtet.

Man kann auf diese Weise Krümmer mit bedeutend geringerer Wandstärke sehr exact und gleichmäßig herstellen, wodurch die größern Kosten des Zusammenarbeitens wieder ausgeglichen werden. Die Kerne liegen beim Gießen dieser halben Knie mit ihrer ganzen Achsendurch-

schnittsfläche auf fester Unterlage auf, ebenso das darüber gelegte Obertheil der Form und es bietet sonach die Anfertigung solcher Hälften eine weit größere Sicherheit dar, als diejenige der ganzen geraden Rohre selbst, da bei diesen trotz aller Sorgfalt der Kern immer ein wenig auf eine Seite (aus dem Mittel) kommt, die Wandstärke daher ungleichmäßig ausfällt, so daß man in Berücksichtigung dessen die Wandstärke überhaupt wesentlich größer wählen muß.

Was die Abdichtung der Stoßfugen zweier Flantschenrohrstränge anbelangt, so ist diejenige mittelst eines 30 Millimeter breiten und 2 bis 3 Millimeter dicken, der abgehobelten Arbeitsfläche der Flantsche nach ausgeschnittenen (im Handel in allen gewünschten Größen erhältlichen) Kautschukringes die einfachste, reinlichste und sicherste. Aehnliche Ringe aus Pappdeckel mit heißem Theer oder Kitt gut getränkt leisten ebenfalls gute Dienste, sind aber für die Montirung weniger bequem, da man dieselben nicht aus einem Stücke herstellen kann und dann das Einbringen zwischen die Rohrflantschen sehr sorgfältig geschehn muß, wenn an den Verbindungsstellen keine Undichtheiten entstehn sollen.

In jedem Falle hat man sich zu hüten, die Stoßfugen der Flantschen ineinandergreifen zu lassen, da dieses die Montirung erschwert und ein nachheriges Auswechseln eines schadhaften Rohrstranges ohne viele Umstände unmöglich macht.

2. Verbindung gezogener und geschweißter Rohre. Die schmiedeisernen gezogenen und geschweißten Gas- und Wasserleitungsrohre werden bis zu einer Weite von $2^1/_2$ Zoll engl. = 63 Millimeter überall mit großem Vortheil in Anwendung gebracht, wo die Rohre trocken liegen und somit der Oxydation von außen her nicht in höherem Grade ausgesetzt sind.

Die Verbindung dieser Rohre gestaltet sich sehr einfach dadurch, daß die Enden der Rohre mit Gewinden versehn sind, stumpf aneinander stoßen und mittelst einer einfachen Schraubenmuffe zusammengezogen werden. Das Gewinde ist links und rechts, so daß durch das Drehn der Muffe allein beide Rohre fest zusammengezogen werden. Vor dem Zusammenziehn wird Kitt zwischen die Stoßfugen und auf die Gewinde gestrichen.

In den gewöhnlichen Fällen ist das Gewinde der Muffen und Rohre nicht rechts und links, sondern nur rechts und es wird sodann die Muffe bis zur Hälfte über das eine Rohr geschraubt, dann mit einer Rohrzange festgehalten und sonach des zweite Rohr hineingedreht.

Handelt es sich um das Abdichten gegen einen außerordentlich hohen Druck, wie z. B. bei der Hochdruckwasserleitung (100 bis 200 Atmo-

sphären), so werden die Stoßfugen der beiden Rohre abgedreht, wie Fig. 170 Tafel 19 zeigt, und dann nach dem Bestreichen mit Kitt durch eine Muffe mit linkem und rechtem Gewinde zusammengezogen. Dieses ist die sicherste und einfachste Verbindung für ungewöhnlich hohen Druck.

Krümmer werden bei der obigen Verbindungsweise der Röhren ebenfalls angewendet, da sie für jede Abbiegung erhältlich sind. In den meisten Fällen werden indessen die Rohre selbst abgebogen, wobei diese Krümmer entbehrlich werden.

Der Umstand, daß die schmiedeisernen Rohre (bis zu $2\frac{1}{2}$ Zoll Weite) leicht beliebig gebogen werden können, erleichtert außerordentlich die Herstellung vielfach gebogener Leitungen und ist die Ursache, daß solche Röhren, wie z. B. bei Brunnenpumpen, auch da angewendet werden, wo sie einer schnellen Oxydation ausgesetzt sind.

§ 266.

Wandstärke der Rohrleitungen aus verschiedenem Material.

Bei den Pariser Wasserleitungen werden, auf vieljährige Erfahrung gestützt, die Wandstärken der Wasserleitungsrohre nach folgenden Regeln bestimmt:

Nennt man

d die Wandstärke des Rohres in Metern,

D den innern Durchmesser des Rohres in Metern,

n den Wasserdruck, welchen das Rohr bei der Probe aushalten soll (in Paris gewöhnlich 100 Meter = 10 Atmosphären),

so ist

für eisenblechene Rohre . . . . . $d = 0{,}00086 . n . D + 0{,}0030$ Meter,

„ gußeiserne horizontal gegossene Rohre . . . . . $d = 0{,}00238\ n\ D + 0{,}0085$ „

„ „ vertical gegossene Rohre . . . . . $d = 0{,}00160\ n\ D + 0{,}0080$ „

„ gezogene Kupferrohre . . . . $d = 0{,}00147\ n\ D + 0{,}0040$ „

„ Bleirohre . . . . . $d = 0{,}00242\ n\ D + 0{,}0050$ „

„ Zinkrohre . . . . . $d = 0{,}00620\ n\ D + 0{,}0040$ „

„ hölzerne Rohre . . . . . $d = 0{,}0323\ n\ D + 0{,}0270$ „

„ steinerne Rohre . . . . . $d = 0{,}00363\ n\ D + 0{,}030$ „

„ Cementrohre . . . . . $d = 0{,}00538\ n\ D + 0{,}040$ „

Die verhältnißmäßig bedeutende Wandstärke der Wasserleitungsrohre ist dadurch bedingt, daß man dieselbe keineswegs blos für den

ruhigen statischen Wasserdruck berechnen kann, sondern namentlich die Stoßwirkungen berücksichtigen muß, welche in Folge raschen Schließens und Oeffnens der Ventile auftreten. Für kleinere Druckhöhen bis zu 20 à 30 Meter wird die Stärke der gußeisernen Rohrleitungen nicht nach obiger Formel, sondern nach den unten folgenden Tabellen bestimmt.

§ 267.

Rohrleitungen aus andern Materialien.

Vor einigen Jahrzehnten waren vielfach die bleiernen Rohrleitungen noch im Gebrauche, die in mancher Hinsicht sehr schätzenswerthe Eigenschaften haben, leicht zu montiren sind, gut wasserdicht halten, gegen Stöße und Ausdehnungen sich wenig empfindlich zeigen (obgleich sich Blei bei derselben Temperaturerhöhung $2^1/_2$mal so viel ausdehnt als Gußeisen). Heutzutage werden Bleiröhren nur noch zu kleinern Zweigleitungen in Anwendung gebracht, da dieselben gegenüber den eisernen Röhren zu theuer sind.

1. Die Bleiröhren sind erhältlich als gezogene Rohre von 25 bis 150 Millimeter lichter Weite und 3 bis 4 Meter Länge. Weitere Rohre müssen aus Platten zusammengelöthet werden.

Bleirohre sind dreimal theurer und neunmal schwächer (bei gleicher Wandstärke und Durchmesser) als gußeiserne Rohre und werden deßhalb nur noch da angewendet, wo man genöthigt ist, dieselben in nachgiebigen Boden zu verlegen, Biegungen und Senkungen also ohne Schaden ausgehalten werden müssen.

Was die Wandstärke der bleiernen Röhren anbelangt, so hatte Jardine in Edinburg beobachtet, daß Bleiröhren von $1^1/_2$ Zoll lichter Weite und $^1/_5$ Zoll = 5 Millimeter Wandstärke einem Wasserdrucke von 1000 Fuß engl. Widerstand leisteten, während dieselben bei 1200 Fuß engl. Wasserdruck platzten.

Bei gewöhnlichen Verhältnissen erhalten die Bleiröhren die nachfolgenden Wandstärken:

Wandstärke bei einer lichten Weite der Röhren von 1" engl. = $^1/_5$" engl.

" " " " " " " " 2" " = $^1/_4$" "

" " " " " " " " 3" " = $^3/_8$" "

" " " " " " " " 4" " = $^7/_{16}$" "

" " " " " " " " 5" " = $^1/_2$" "

Ueber die Wandstärke der Bleiröhren für höhern Wasserdruck siehe § 266.

2. Röhren aus Asphalt sind in neuerer Zeit mehrfach für Wasserleitungen in Anwendung gebracht worden und zwar mit besserem Erfolge, als man hätte erwarten können.

Nach den Versuchen von Rühlmann und Karmesch hielt eine Asphaltröhre von 4 Zoll lichter Weite rhein. bei einer Wandstärke von $^1/_2$ Zoll rhein. einen Druck von 24 Atmosphären aus, ohne undicht zu werden oder zu bersten. Die Leitungen aus Asphalt sind äußerst elastisch, halten ohne Schaden Senkungen des Terrains aus und ertheilen dem Wasser gar keinen Beigeschmack. Die Preise stellen sich auf $^2/_3$ der gußeisernen Röhren.

Die Verbindung der Asphaltröhren geschieht auf eine äußerst einfache Weise (in dem Falle nämlich, wo die Leitung keinen hohen Wasserdruck oder gar keinen nennenswerthen Druck auszuhalten hat, und nur in diesem pflegen Asphaltröhren in Anwendung zu gelangen), indem die stumpf aneinander stoßenden Röhrenenden erhitzt und gegen einander gedrückt werden, wobei die Masse sich mehr oder weniger vereinigt. Es wird hernach noch ein Tuchstreifen, in flüssigen Asphalt getaucht, um die Stoßfuge gelegt. Bei dieser Verbindungsart kommt der Preis der Asphaltleitungen nur auf die Hälfte desjenigen für gußeiserne Leitungen.

3. Thonröhren sind außerordentlich billig, können aber keinen Wasserdruck auf die Dauer aushalten, müssen ihrer Gebrechlichkeit halber äußerst sorgfältig verlegt werden, halten weder Stöße noch Senkungen aus und sind aus diesem Grunde nicht zu empfehlen.

Schon in unzähligen Fällen mußten Thonröhren wieder aus dem Boden herausgerissen und durch hölzerne oder gußeiserne Leitungen ersetzt werden. Ueber einen Wasserdruck von mehr als 15 bis 20 Fuß oder 5 bis 6 Meter sind dieselben überhaupt niemals in Anwendung zu bringen.

Die Verbindung der Thonröhren geschieht durch die gewöhnliche Muffe, die mit Hanf und Kitt ausgefüllt wird. Die Rohrstränge müssen ihrer ganzen Länge nach fest aufliegen, gut unterstampft sein und sollten eigentlich nur dann in Anwendung gebracht werden, wenn man dieselben in gemauerte oder hölzerne Canäle verlegen kann, was aber die Leitungen wieder zu sehr vertheuert.

Man darf sich zur Anwendung der Thonröhren zu einigermaßen langen Leitungen ja nicht durch den Umstand verleiten lassen, daß solche Röhren bei der Druckprobe mit der Probirpumpe wohl einen Druck von 4 bis 5 Atmosphären oder 150 Fuß Wassersäulenhöhe aushalten.

Am Anfange einer solchen Probe schweißt das Wasser bereits bei 2 bis 3 Atmosphären Druck durch die Wandung hindurch, indem es in

perlenden Tropfen an der äußern Oberfläche zum Vorschein kommt. Sobald indessen die Masse des Rohres sich ganz mit Wasser gesättigt hat, ist das Rohr vollkommen wasserdicht und zwar auch bei einem Drucke von 5 Atmosphären. Dieses Dichthalten dauert aber nicht länger als 2 bis 3 Tage, wonach die Masse des Rohres sich vermuthlich etwas erweicht. Es tritt nach dieser Zeit das Wasser in rasch perlenden Tropfen aus der Oberfläche hervor und zwar in beständig zunehmendem Maße und es ist von einem dauernden Dichthalten bei einem Wasserdrucke von 10 Meter = 1 Atmosphäre nicht die Rede. Aus diesem Grunde sollen Thonröhren (die ihres außerordentlich billigen Preises und scheinbar leichten Verlegens wegen so verführerisch sind) niemals zur Anwendung gelangen, wo ein nennenswerther Wasserdruck vorhanden und eine Leitung dicht halten soll.

4. Hölzerne Wasserleitungsrohre werden in zahlreichen Fällen zu Wasserleitungen benützt, in welchen das Wasser ohne Unterbrechung durchfließt, so daß die Leitung nicht öfter austrocknen kann. In diesem Falle sind diese Röhren von einer Daner von 10 bis 15 Jahren. Die hölzernen Londoner Wasserleitungsrohre mußten alle 20 Jahre erneuert werden und in Prag hielten die hölzernen Rohre nur 6 Jahre lang aus.

An den Stellen, an welchen das Wasser schnell durch hölzerne Röhren fließt, werden diese sehr schnell vom Wasser angegriffen oder ausgewaschen, so daß die Oeffnung der Röhren der Prager Wasserleitung in 6 Jahren volle 3 bis 4 Zoll weiter wurden und daher erneuert werden mußten, ohne daß übrigens der bleibende Theil der Holzdicke verdorben war.

Die Länge der hölzernen Röhren ist gewöhnlich 12 bis 15 Fuß; die Löcher werden gebohrt und dieses ist bei größerer Länge schwierig.

Die Wandstärke der kleinern Rohre wird gewöhnlich ungefähr gleich dem Durchmesser der Bohrung und es halten sodann die hölzernen Röhren einen Wasserdruck von 100 bis 150 Fuß aus.

Die Verbindung der hölzernen Röhren geschieht am solidesten und sichersten dadurch, daß man dieselben an ihren Stoßfugen glatt abschneidet und durch eine eiserne Büchse verbindet, die man in jedes der zusammenstoßenden Enden zur Hälfte eintreibt. Gut ist es, wenn die Büchse, deren äußere Ränder scharf abgeschrägt sind, in der Mitte einen Rand hat.

Die Büchse soll jederseits in die Holzröhren 2 bis 3 Zoll tief eintrieben sein.

Holzröhren werden immer in die Erde eingegraben.

Die Verbindung der Holzröhren mittelst conischer Einzapfung in einander ist für kleinere Rohre nicht zu empfehlen, da sie schwieriger dicht zu bringen ist und mehr Arbeit verursacht.

Auch die hölzernen Röhren müssen so tief unter die Erde verlegt sein, daß sie dem Froste nicht mehr ausgesetzt sind und es ist dieses im Allgemeinen in einer Tiefe von 3 Fuß der Fall.

Wird, wie nur zu häufig der Fall, diese Vorsicht nicht beobachtet, so wird die Leitung in der kürzesten Zeit undicht durch Aufreißen der Wände und Beschädigung der Verbindungen.

Abzweigungen aus einer hölzernen Rohrleitung werden am einfachsten mittelst verlängerter eiserner Büchsen in T-Form oder auch mittelst gußeiserner Zwischenstücke hergestellt, wenn man nicht der geringen Kosten wegen eine einfache conische Verzapfung anwendet.

Hölzerne Wasserleitungen von größerer lichter Weite von 200 Millimeter bis 1,500 Meter erhalten ganz andere Wandstärkenverhältnisse als die kleinen teuchelartigen Brunnenleitungen.

Für größern Wasserdruck ist die Wandstärke solcher Rohre nach § 266 zu bestimmen.

Im Elsaß ist eine große Anzahl hölzerner Wasserleitungen zu hydraulischen Motoren (namentlich Turbinen) vorhanden und haben sich dieselben bis zu einem innern Durchmesser von 1,500 Meter durchaus gut bewährt und zwar in der Weise, daß man dort durchaus nicht ansteht, selbst größere Bauten über solche Rohrleitungen aufzuführen, indem dieselben erfahrungsmäßig 20 bis 30 Jahre halten, ohne wesentliche Reparaturen zu erfordern, welche letztern alsdann von innen vorgenommen werden.

Der Verfasser hat eine solche Rohrleitung von 500 Meter Länge und 1,400 Meter lichter Weite begangen und zwar eine Wasserzuleitung zur Turbine der Herren Weibel frères in Kaisersberg unweit Colmar.

Die Wandstärke des Holzes beträgt 70 Millimeter bei einer Wasserdruckhöhe von circa 5 Metern.

Die Länge der einzelnen Rohrstücke beträgt 6 Meter; die Bretter sind in der Längenrichtung glatt zusammengepaßt (wie bei einem Fasse) und durch eiserne Reifen zusammengehalten.

Letztere sind 70 Millimeter breit, 4 Millimeter dick und sind in kurzen Distanzen von 330 bis 350 Millimeter angebracht.

Die Verbindung der einzelnen Rohre zeigen die Fig. 294 und 295 Tafel 38.

Die Rohre sind um die Wandstärke conisch und greifen 150 Millimeter in einander ein, wobei die Berührungsflächen abgedreht sind.

Das innere Rohrende ist am äußern Umfange conisch abgedreht, so daß zwischen beiden Berührungsflächen ein keilförmiger Raum vorhanden ist, welcher von innen mit Moos ausgestopft wird, wodurch eine vorzügliche Abdichtung erzielt wird.

Die Rohre sind direct in die Erde gelegt und $2^1/_2$ bis $3^1/_2$ Fuß (circa 1 Meter) mit Erde überdeckt, wobei schon schwere Wagen darüberfahren dürfen.

Auswendig sind die Rohre stark (2 bis 3mal) getheert, inwendig aber nicht.

Das Holz bleibt, sobald die Rohrleitung niemals längere Zeit trocken liegt, bis 30 Jahre lang in ganz gesundem Zustande und es nützt sich bei raschem Wasserdurchflusse (1 bis 1,2 Meter per Secunde) und etwas sandhaltigem Wasser die Wandstärke solcher Rohre erfahrungsmäßig bis auf 1 Centimeter Dicke ab, bevor die Leitung entfernt werden muß.

250 Meter der obigen Rohrleitung (von 1,400 Meter lichter Weite) haben sich im Preise incl. Verlegung derselben auf Frcs. 10000 gestellt, während der Zins einer gußeisernen Rohrleitung in 30 Jahren das Dreifache dieses Betrages ausmachen würde.

§ 268.

Das Verlegen der Wasserleitungsröhren.

Beim Verlegen der Röhren einer Wasserleitung muß auf sorgfältige Weise verfahren und es müssen die nachfolgenden Vorsichtsmaßregeln getroffen werden:

1. An den tiefsten Stellen einer Rohrleitung soll ein Wasserablaßhahn oder noch besser eine leicht zu entfernende Blindflantsche angebracht werden, um die an solchen Stellen sich ansammelnden erdigen und schlammigen Niederschläge, welche die Leitung verengen, entfernen zu können.

Diese Ablaßhähne dürfen nicht eingegraben sein, vielmehr sollen Steigöffnungen über denselben angebracht werden, die eine Länge von 0,60 Meter und eine Breite von 0,50 Meter (wenigstens) haben sollen.

2. An den höchsten Stellen einer langen Wasserleitung sollen entweder kleine Windkessel mit Luftablaßhahnen oder doch die letztern allein angebracht sein, um die sich ansammelnde Luft von Zeit zu Zeit entfernen zu können.

Diese Windkessel sind auch zur Compensation der Stöße der bewegten Wassersäulen von großem Nutzen und tragen zur längern Dauer der Verdichtungen einer Wasserleitung wesentlich bei.

3. In allen langen Rohrleitungen, bestehn dieselben aus Gußeisen, Eisenblech oder Blei, muß auf je 100 Meter Länge ein Compensationsstück angebracht sein, das die ungehinderte Ausdehnung und Verkürzung der Leitung in Folge von Temperaturveränderungen ermöglicht.

Eine gußeiserne Leitung dehnt sich bei einer Temperaturerhöhung von 16° R. um $^1/_{6000}$ ihrer Länge aus, so daß sich also eine Leitung von 100 Meter um 17 Millimeter verlängert.

Diese Compensationsstücke werden zweckmäßig nach Fig. 148 Tafel 37 mittelst Hanfdichtung ausgeführt. Je in der Mitte zwischen den Compensationsstücken soll die Leitung festgehalten sein.

Bei eingegrabenen Rohrleitungen sind die Compensatoren nicht nothwendig, wohl aber bei allen offenliegenden und somit wesentlichen Temperaturveränderungen ausgesetzten Leitungen, wo deren Außerachtlassen eine Beschädigung der Röhren oder der Dichtungen an den Verbindungen im unmittelbaren Gefolge hat.

4. Gußeiserne Rohrleitungen, als am häufigsten vorkommend und der Zerstörung durch Oxydation nicht ausgesetzt, sollen immer ohne Canal unmittelbar in die Erde gegraben werden.

Tritt irgendwo an einer solchen Leitung eine Undichtheit ein, so ist dieselbe und der Ort, wo sie sich befindet, sogleich zu bemerken, indem das Wasser immer in der nächsten Nähe über der undichten Stelle zum Vorschein kommt.

Wendet man dagegen gedeckte Galerien oder Canäle an, in welche man die Leitung verlegt, so wird man oft genöthigt, lange Strecken der Leitung umsonst aufzugraben, da das Wasser oft in weiter Entfernung von der undichten Stelle zu Tage tritt.

Aus diesem Grunde werden in neuester Zeit auch in den belebtesten Straßen großer Städte alle Wasserleitungen direct in die Erde verlegt.

5. Rohrleitungen in Straßen sollen mit ihrem obern Rande $1^1/_2$ bis 2 Meter tief unter dem Pflaster liegen, um vor den Erschütterungen und Stößen geschützt zu sein.

An andern Stellen genügt die Verlegung in eine Tiefe von circa 1 Meter, um die Leitung erstens vor Beschädigungen, namentlich aber vor dem Froste und den starken Temperaturveränderungen zu schützen.

Beim Verlegen müssen die Leitungen in ihrer richtigen Lage gut unterstampft werden, damit nicht nachträglich eine unregelmäßige Senkung eintritt, wodurch die Verdichtungen Schaden leiden.

6. Bei der Einmündung in hydraulische Motoren soll bei längern Wasserleitungen entweder ein Compensationsstück angebracht sein oder es muß die Leitung nahe der Eintrittstelle vorzüglich gut festgehalten werden, damit der Schub bei Temperaturveränderungen auf die Seite entgegengesetzt dem Motor stattfindet, weil der letztere sonst aus seiner richtigen Lage gestoßen wird, wodurch Zwängen in den Lagern u. dgl. Uebelstände erzeugt werden.

7. Schmiedeiserne Leitungen sollen nirgends mit Erde in Berührung kommen, auf steinernen, hölzernen oder gußeisernen Füßen oder Unterlagen von 1 bis 1,5 Meter Distanz aufliegen.

Vor dem Legen sollen die Röhren tüchtig innen und außen mit Theer angestrichen sein.

8. Vor dem Verlegen an schwer zugänglichen Stellen soll jedes einzelne gußeiserne Rohr in Bezug auf sein Dichthalten geprüft werden. Ist die Leitung an solchen Stellen einem hohen Wasserdrucke ausgesetzt, so muß zum Prüfen die Röhren-Probirpumpe angewendet werden.

Dieselbe besteht aus einer gewöhnlichen Handdruckpumpe mit Hebel, welche auf einem fahrbaren Reservoir angebracht ist. Das Ganze ist mit 2 Rädern versehn und läßt sich mit Leichtigkeit überall hin transportiren. Dieß letztere ist deßhalb nothwendig, weil man die Röhren aus den Magazinen gewöhnlich direct nach dem Verlegungsplatz transportirt und die Prüfung dann am besten dort vornimmt.

Das zu prüfende Rohr wird mit seinem einen Ende an die Flantsche der Probirpumpe mittelst Schraubenzwingen geschraubt, während das freie Ende gleicherweise mit einer Blindflantsche verschlossen wird. Ein Manometer an der Probirpumpe giebt den Druck an. In der Regel prüft man die Rohre auf das Doppelte des Druckes, den sie dauernd aushalten sollen.

§ 269.

Schieber und Hähne bei Wasserleitungen.

1. Hähne. Zum Abschließen engerer Rohrleitungen bedient man sich der gewöhnlichen Drehhähne, und zwar sind dieselben bis zu einer lichten Rohrweite von 100 bis 120 Millimeter anwendbar, mögen auch ausnahmsweise für noch größere Leitungen benützt worden sein. Da diese Hähne aber aus Messing angefertigt werden müssen und überdieß bei größern Dimensionen schwer dicht zu halten und schwierig zu bewegen sind, so wendet man sie in der Regel nur für Rohrleitungen bis

zu 50 Millimeter lichter Weite an und kommen an deren Stelle bei den größern Leitungen die eigentlichen Absperrventile zur Anwendung, welche bei größern Dimensionen aus Gußeisen angefertigt werden, so daß nur Ventil und Ventilsitz nebst Stopfbüchse aus Messing bestehn.

Zum plötzlichen Abschließen einer kleinern Rohrleitung sind die Hähne sehr bequem, müssen aber bei hohem Wasserdruck so eingerichtet sein, daß sie mit einer Stopfbüchse versehen sind, welche ohne Gefahr in offenem Zustande frisch gedichtet werden kann. Nach dem Einsetzen des Drehstückes mit der Durchgangsöffnung wird zunächst der Deckel auf den Hahnkörper geschraubt und in diesen die Stopfbüchse eingesetzt, welche daher weggenommen werden kann, ohne daß das Drehstück herausgedrückt werden kann, da der Deckel dieses verhindert.

Bei allen Hähnen muß darauf gesehn werden, daß die Durchgangsöffnung nicht kleiner ist als der lichte Querschnitt der Rohrleitung, und es wird daher diese Oeffnung höher gemacht als der Durchmesser des Rohres.

Die Wandstärke des Hahngehäuses wird passend $= \delta = 12 \frac{D}{50}$, wenn dasselbe von Gußeisen, und $^2/_3$ von dieser Dicke, wenn es aus Messing besteht. Das Drehstück oder der Hahnschlüssel soll so stark conisch sein, daß der untere Durchmesser um $^1/_9$ kleiner ist als der obere. Die Conicität darf nach oben nur so weit reichen, als der Hahn eingeschliffen ist, der vorstehende Theil soll cylindrisch sein.

Nennt man Q die Wassermenge, welche bei bestimmten Verhältnissen durch eine Rohrleitung geht, und Qy diejenige Wassermenge, welche unter denselben Verhältnissen durch diese Leitung geht, wenn dieselbe mit einem mehr oder weniger geöffneten Hahne versehen ist, so ist der diesen verschiedenen Hahnstellungen entsprechende Werth von y von der Geschwindigkeit des Wassers in der Leitung abhängig, weil von dieser Geschwindigkeit der Verlust an lebendiger Kraft in Folge der Verengung der Durchflußöffnung abhängt.

§ 270.

Bestimmung der Durchgangsgeschwindigkeit des Wassers durch Hähne.

Um die Durchflußgeschwindigkeit des Wassers für die verschiedenen Stellungen eines Hahnes bestimmen zu können, hat man sich zunächst daran zu erinnern, daß diese Durchgangsgeschwindigkeit von der Verengung des Querschnittes im Hahnschlüssel bedingt wird.

Nennt man v die Geschwindigkeit des Wassers in der Rohrleitung, v_1 diejenige in dem verengten Theile des offenen Hahnquerschnittes, so verliert das Wasser durch den plötzlichen Uebergang der Geschwindigkeit v_1 in diejenige v einen Theil seiner lebendigen Kraft, welcher gemessen wird durch die Druckhöhe

$$h = \frac{(v_1 - v)^2}{2g}.$$

Entspricht nun der Geschwindigkeit v_1 der Querschnitt A_1, derjenigen v aber der Querschnitt A, so ist ferner $A_1 v_1 = A v$ und es ist

$$h = \left(\frac{A}{A_1} - 1\right)^2 \frac{v^2}{2g} = x \frac{v^2}{2g},$$

wenn man mit x den Ausdruck $\left(\frac{A}{A_1} - 1\right)^2$ bezeichnet. Ferner ist:

$$v = \frac{\sqrt{2gh}}{\sqrt{x}} = \sqrt{\frac{2gh}{x}}.$$

Nach diesen Verhältnissen sind die Widerstände zu berechnen, welche das Wasser bei seinem Durchgange durch Hahnen, Schieber, Ventile u. dgl. bei verschiedenen Durchflußquerschnitten zu erleiden hat, wobei indessen die den verschiedenen Verhältnissen entsprechende Contraction zu berücksichtigen ist.

Bedeutet nun für Hahnen v die Geschwindigkeit, mit welcher das Wasser n a c h dem Durchgange durch den Hahn durch die Leitung strömt, und h die vorhandene Druckhöhe, so ist die Geschwindigkeit v

$$v = \sqrt{\frac{2gh}{1 + x_1}};$$

wobei der Werth von x_1 bei verschiedenen Hahnstellungen aus folgenden Tabellen zu entnehmen ist, und zwar nach Tabelle 1), wenn der Querschnitt des Rohres an der Durchgangsöffnung des Hahnes rechtwinklig ist (wie meistens der Fall), und nach Tabelle 2), wenn dieser Querschnitt kreisförmig ist, was in der Regel nur bei kleinern Hahnen vorkommt.

Zu bemerken ist noch, daß in dem Coefficienten x_1 der Einfluß der Reibung in der Rohrleitung selbst nicht inbegriffen ist, da dieser von der Länge der Leitung abhängt und besonders berechnet werden muß.

1. **Widerstands-Coefficienten für Hähne in rechtwinkligen Rohrquerschnitten.**

Stellwinkel des Hahnes	10°	20°	30°	40°	50°	55°	66¾°
Werth von $\frac{A_1}{A}$	0,849	0,687	0,520	0,352	0,188	0,110	0
Werth von x_1	0,31	1,84	6,15	20,7	95,3	275	∞

2. **Widerstands-Coefficienten für Hähne in kreisförmigen Rohrquerschnitten.**

Stellwinkel d. Hahnes	10°	20°	30°	40°	50°	60°	65°	82⅛°
Werth von $\frac{A_1}{A}$	0,850	0,692	0,535	0,385	0,250	0,137	0,091	0
Werth von x_1	0,29	1,56	5,47	17,3	52,6	206	486	∞

Beispiel. Eine Wasserleitung ist mit einem Hahne versehn, welcher auf einen Stellwinkel von 40° gedreht ist. Die Leitung hat 0,06 Meter lichte Weite und 4 Meter Druckhöhe. Welches ist die durchfließende Wassermenge, wenn der Rohrquerschnitt im Hahnkörper rechtwinklig ist?

Man hat hier die Geschwindigkeit des Wassers in der Röhre bei Vernachlässigung der Reibung in der Rohrleitung

$$v = \sqrt{\frac{2gh}{1+x_1}} = \sqrt{\frac{19{,}6 \times 4}{1+20{,}7}} = 2 \text{ Meter per Secunde.}$$

Der Rohrquerschnitt ist nun $0{,}7854 \times 0{,}06^2 = 0{,}0029$ Quadratmeter und daher die per Secunde abfließende Wassermenge

$$Q = 0{,}0029 \times 2 = 0{,}0058 \text{ Cubikmeter} = 5{,}8 \text{ Liter.}$$

Bei ganz offenem Hahne wäre dagegen $v = \sqrt{2gh} = \sqrt{19{,}6 \times 4} = 8{,}85$ Meter per Secunde und die durchfließende Wassermenge

$$Q = 0{,}0029 \times 8{,}85 = 0{,}0256 \text{ Cubikmeter} = 25{,}6 \text{ Liter.}$$

§ 271.

Schieber und Ventile.

Bei allen Wasserleitungen mit höherem Wasserdrucke und bei einer größern Weite als 40 bis 50 Millimeter wendet man statt der Hahne die Ventilhähne und Ventile an, welche leicht so herzustellen sind, daß

sie einen dichten Verschluß gewähren. Ueberhaupt scheinen in neuerer Zeit die Ventile die gewöhnlichen Hahnen ganz verdrängen zu wollen, indem erstere auch in den kleinsten Dimensionen (von 20 Millimeter an) bereits vielfache Verwendung finden.

In den meisten Fällen werden die Ventile durch das Drehen einer Schraube geöffnet und geschlossen und bieten dadurch den Vortheil, daß man dieselben nicht so plötzlich öffnen und schließen kann, wie die Hähne, wodurch Stöße in den Rohrleitungen verhindert und die Dichtungen der letztern von größerer Dauer werden.

Bei einer lichten Weite der Leitung von $^1/_2$ bis $1^1/_2$ Zoll engl. oder 12 bis 37 Millimeter werden die graden Durchgangsventile aus Messing angefertigt.

Größere Nummern dagegen werden aus Gußeisen hergestellt und zwar bis zu einer lichten Weite der Durchgangsöffnung von 200 bis 230 Millimeter.

Für Leitungen von 100 bis 200 Millimeter Weite sind die sogenannten Ventilhähne den gewöhnlichen Ventilen deßhalb weit vorzuziehen, weil sie dem Wasser einen ganz geraden Durchgang gestatten, was in vielen Fällen von großer Wichtigkeit ist, da das Ventil alsdann gar keine Unterbrechung der Rohrleitung bildet. Der messingene Hahnschlüssel, der sich aber nicht dreht, sondern blos als keilförmiges Zwischenstück auf- und niederbewegen läßt, wird durch eine Schraube in Bewegung gesetzt, ist bei größern Dimensionen mit Messing gefüttert, bei kleinen dagegen ganz aus Messing bestehend, wie die beiden seitlichen Büchsen, gegen welche der Schlüssel oder Schieber drückt. Die innere Wandung dieser Büchsen ist eben und sorgfältig bearbeitet und es muß der obere Theil des Gehäuses so weit gehalten sein, daß sich die Büchsen an Ort und Stelle bringen lassen.

Diese Ventilhähne bieten den dichtesten Verschluß, weil die Abdichtung auf 2 Seiten stattfindet, und haben sich deßhalb bei städtischen Wasserleitungen bereits in allen Dimensionen (von 20 bis 400 Millimeter Oeffnungsweite) Eingang verschafft.

Bei größern Dimensionen einer Rohrleitung und zwar von 150 und 200 Millimeter Weite bis zu 1,2 Meter Durchmesser werden die eigentlichen Wasserschieber angewendet, doch liegen dieselben bei Dimensionen über 300 Millimeter Durchmesser gewöhnlich nur an einer Seite auf.

§ 272.

Bestimmung des Widerstandes der Schieber für den Durchgang des Wassers.

Bezeichnet h die vorhandene Druckhöhe des Wassers in einer Rohrleitung, v die Geschwindigkeit des Wassers in der Leitung nach dem Durchgang durch einen nur theilweise geöffneten Schieber, so ist

$$v = \sqrt{\frac{2gh}{1+x_1}},$$

wobei der Werth des Coefficienten x_1 für verschiedene Schieber und Schieberstellungen nach den folgenden beiden Tabellen zu nehmen ist, jenachdem der Schieber in einer Leitung mit rechtwinkligem Querschnitte oder aber in einer solchen mit kreisförmigem Querschnitte angebracht ist.

Auch hier ist der Einfluß der Reibung des Wassers an den Rohrwänden in obiger Formel nicht inbegriffen, muß vielmehr besonders berechnet werden. Dagegen ist x_1 der Coefficient für den totalen Widerstand, den ein Schieber dem Durchgange des Wassers in Folge der Querschnittsveränderung, der Contraction und der Reibung entgegensetzt.

Coefficienten des Durchgangs-Widerstandes für Schieber in rechtwinkligen Leitungen.

$\frac{F_1}{F}$ Querschnittsverhältniß	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1
x_1 Werth des Coefficienten	0,09	0,39	0,95	2,08	4,02	8,12	17,8	44,5	193

Sowohl in dieser wie in der nachfolgenden Tabelle ist F_1 der Querschnitt der offenen Schiebermündung und F der Querschnitt der Rohrleitung.

Coefficienten des Durchgangs-Widerstandes für Schieber in Leitungen mit kreisförmigem Querschnitt.

Stellhöhe des Schiebers (geschlossen)	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8
$\frac{F_1}{F}$ Querschnittsverhältniß	0,948	0,856	0,740	0,609	0,466	0,315	0,159
x_1 Werth des Coefficienten	0,07	0,26	0,81	2,06	5,52	17,0	97,8

Beispiel. In einer Rohrleitung von kreisförmigem Querschnitte ist ein Schieber angebracht, welcher so gestellt ist, daß $^1/_4$ der Höhe (des Durchmessers) abgeschlossen ist. Die wirksame Druckhöhe in der Leitung ist 6 Meter. Wieviel Wasser fließt durch die Leitung, wenn deren lichte Weite = 0,09 Meter?

Es ist nach Obigem die Stellhöhe des Schiebers $^3/_8$ und $x_1 = 0{,}26$, daher die Durchflußgeschwindigkeit

$$v = \sqrt{\frac{2gh}{1+x_1}} = \sqrt{\frac{19{,}6 \times 6}{1+0{,}26}} = 9{,}6 \text{ Meter per Secunde.}$$

Der Querschnitt der Leitung ist $0{,}7854 \times 0{,}09^2 = 0{,}0064$ Quadratmeter und $Q = 0{,}0064 \times 9{,}6 = 0{,}0614$ Cubikmeter.

§ 273.

Kaliberhähne für constante Wasserabgabe.

Für die Abgabe von Wassermengen an Private bei städtischen Wasserleitungen, wo dieselbe gemessen werden muß, wie z. B. für den Bedarf laufender Brunnen, werden in der Regel die sogenannten Kaliberhähne benützt, da bei gleichbleibendem Wasserdrucke ein constant fließender Wasserstrahl genau dasselbe Wasserquantum liefert.

Die Figuren 296 bis 298 auf Tafel 38 stellen einen solchen Hahn in seiner detaillirten Einrichtung dar.

Derselbe hat drei eingeschliffene Zapfen, von denen der erste a ein gewöhnlicher Abstellhahn ist, der zweite b die Regulirung der durchfließenden Wassermenge bewirkt und der dritte c die Beobachtung dieser durchfließenden Wassermenge gestattet.

Der mittlere Zapfen ist doppelt durchbohrt in der Weise, daß in der einen Stellung die verlangte beschränkte Wassermenge durchfließt, während der Hahn in der zweiten Stellung (für allfällige Feuerlöschzwecke) eine bedeutend größere Wassermenge durchläßt.

Die Kalibrirung geschieht durch ein in den Zapfen eingelegtes, mit einer feinen Oeffnung versehenes Metallplättchen d, das durch eine Ringschraube e festgepreßt wird. Die Größe der Oeffnung in diesem Scheibchen muß nach dem Wasserdrucke und dem verlangten Abgabequantum bestimmt werden.

Auf der Seite des zufließenden Wassers befindet sich vor diesem Zapfen ein feines Sieb f, welches etwa zufließende Unreinigkeiten, welche die regulirende Oeffnung verstopfen könnten, zurückhält.

Behufs der Regulirung des Hahnes läßt sich bei geschlossenem vordern Zapfen der mittlere beliebig ausheben, so daß durch Probiren die richtige Weite der regulirenden Oeffnung gefunden werden kann.

Die Messung des Abflußquantums geschieht an dem hintern Zapfen durch die Seitenleitung mit Schlauchstück, durch welches man das Wasser in ein Meßgefäß unter Beobachtung der Füllzeit fließen läßt. Der nöthige Verschluß des zweiten Zapfens geschieht durch einen Riegel, welcher durch den Kopf der beiden ersten Zapfen durchgesteckt und außen mittelst eines Buchstabenschlosses festgehalten wird. Die Seitenabzweigung des dritten Hahnes in das Schlauchstück ist auch für Feuerlöschzwecke bestimmt.

§ 274.

Drosselklappen-Abschließung.

Behufs der Regulirung zufließender Wassermengen bei hydraulischen Motoren werden in zahlreichen Fällen die sogenannten Drosselklappen oder Valven in Anwendung gebracht. Diese Klappen zeichnen sich durch außerordentlich leichte Beweglichkeit aus, da bei denselben kein Wasserdruck, sondern nur die zur Drehung erforderlichen Reibungswiderstände bewältigt werden müssen.

Diese Reibungswiderstände betragen etwa $^1/_{10}$ bis $^1/_9$ des Wasserdruckes auf die Klappe und ist demnach die Stärke des Regulirungsgetriebes zu bestimmen.

Hat z. B. eine solche Klappe 1 Meter Durchmesser und beträgt der Wasserdruck 10 Meter, so ist der Druck auf die geschlossene Klappe $0{,}7854\,d^2\,h \times 1000 = 7854$ Kilogramm und es ist sonach, wenn man den Reibungs-Coefficienten in Anbetracht des Mangels an Schmierung zu $^1/_{10}$ annimmt, der Reibungswiderstand $= {}^1/_{10} \times 7854 = 785$ Kilogramm, welcher durch das Regulirgetriebe überwunden werden muß. Durch die Anwendung einer Schnecke mit Schneckenrad von 35 Zähnen wird dieser Widerstand, welcher durch die Regulirachse überwunden und transportirt werden muß, auf $3 \times \frac{785}{35} = 67$ Kilo reducirt, so daß eine Klappe von so bedeutender Größe noch sehr leicht zu bewegen ist. Immerhin pflegt man nichtsdestoweniger das Regulirgetriebe nicht zu schwach zu nehmen, besonders bei hohem Wasserdrucke. Bei der erwähnten Klappe paßt ein Regulirgetriebe von 42 bis 45 Millimeter Stärke.

Zur Bestimmung des Widerstandes, den eine mehr oder weniger geöffnete Drosselklappe dem Durchgange des Wassers entgegensetzt, dient die Formel

$$v = \frac{\sqrt{2gh}}{\sqrt{1+x}} = \sqrt{\frac{2gh}{1+x}},$$

wobei v die Geschwindigkeit des Wassers in der Rohrleitung nach dem Durchgang durch die Klappe bezeichnet und der Werth des Coefficienten x aus den nachfolgenden Tabellen zu entnehmen ist, jenachdem eine solche Drehklappe in einer Rohrleitung mit rechtwinkligem oder mit kreisförmigem Querschnitte angebracht ist.

Das Verhältniß $\frac{F_1}{F}$ bezeichnet die Größe des noch vorhandenen Durchgangsquerschnittes zum Querschnitte der Rohrleitung.

a) **Widerstands-Coefficienten für eine Drosselklappe im rechtwinkligen Rohre.**

Stellwinkel der Klappe	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	90°
$\frac{F_1}{F}$ Querschnittsverhältniß	0,826	0,658	0,500	0,357	0,234	0,134	0,060	0
x Werth des Coefficienten	0,45	1,34	3,54	9,27	24,9	77,4	368	∞

b) **Widerstands-Coefficienten für eine Drosselklappe im cylindrischen Rohre.**

Stellwinkel der Klappe	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	90°
$\frac{F_1}{F}$ Querschnittsverhältniß	0,826	0,658	0,500	0,357	0,234	0,134	0,060	0
x Werth des Coefficienten	0,52	1,54	3,91	10,8	32,6	118	751	∞

Beispiel. Welches Wasserquantum fließt durch eine cylindrische Rohrleitung von 1 Meter lichter Weite, welche mit einer auf 30° gestellten Drosselklappe versehn ist, wenn die Druckhöhe 10 Meter beträgt?

Es ist nach dem obigen der Coefficient $x = 3{,}91$ und daher die Durchflußgeschwindigkeit

$$v = \sqrt{\frac{19{,}6 \times 10}{1+3{,}91}} = 6{,}25 \text{ Meter.}$$

Die durchfließende Wassermenge ist daher

$Q = 0{,}7854\, d^2 \times v = 0{,}7854 \times 1^2 \times 6{,}25 = 4{,}9$ Cubikm. per Sec.,

wobei die Eintritts- und Reibungswiderstände der Rohrleitung vernachlässigt sind.

§ 275.

Metalldicke und Gewicht gußeiserner Röhren für Wasserleitungen.

Innere Weite der Röhren in Centimet.	Wanddicke in Centimetern	Gewicht von 1 lfd. Meter in Kilg.	Innere Weite der Röhren in Centimet.	Wanddicke in Centimetern	Gewicht von 1 lfd. Meter in Kilg.
5	1,035	14,46	42	1,294	126,84
6	1,042	16,61	43	1,301	130,52
7	1,049	19,12	44	1,308	134,12
8	1,056	21,01	45	1,315	137,94
9	1,063	24,22	46	1,322	141,69
10	1,070	26,82	47	1,329	145,37
11	1,077	29,45	48	1,336	149,18
12	1,084	32,11	49	1,343	153,08
13	1,091	34,81	50	1,350	156,97
14	1,098	37,53	51	1,357	160,86
15	1,105	40,29	52	1,364	164,82
16	1,112	43,08	53	1,371	168,79
17	1,119	45,91	54	1,378	172,82
18	1,126	48,76	55	1,385	176,79
19	1,133	51,65	56	1,392	180,90
20	1,140	54,56	57	1,399	185,00
21	1,147	57,52	58	1,406	189,11
22	1,154	60,50	59	1,413	193,29
23	1,161	63,51	60	1,420	197,47
24	1,168	66,56	61	1,427	201,65
25	1,175	69,63	62	1,434	205,98
26	1,182	72,57	63	1,441	210,23
27	1,189	75,89	64	1,448	214,62
28	1,196	79,06	65	1,455	218,95
29	1,203	82,27	66	1,462	223,34
30	1,210	85,50	67	1,469	227,67
31	1,217	88,78	68	1,476	232,21
32	1,224	92,09	69	1,483	236,68
33	1,231	95,41	70	1,490	241,22
34	1,238	98,78	71	1,497	245,76
35	1,245	102,18	72	1,504	250,30
36	1,252	105,60	73	1,511	254,91
37	1,259	109,11	74	1,518	259,52
38	1,266	112,57	75	1,525	264,21
39	1,273	116,10	76	1,532	268,89
40	1,280	119,64	77	1,539	273,65
41	1,287	123,24	78	1,546	278,40

Innere Weite der Röhren in Centimet.	Wanddicke in Centimetern	Gewicht von 1 lfd. Meter in Kilg.	Innere Weite der Röhren in Centimet.	Wanddicke in Centimetern	Gewicht von 1 lfd. Meter in Kilg.
79	1,553	283,24	87	1,609	322,80
80	1,560	288,06	88	1,616	327,92
81	1,567	292,96	89	1,623	332,96
82	1,574	297,87	90	1,630	338,22
83	1,581	302,84	91	1,637	343,34
84	1,588	307,81	92	1,644	348,60
85	1,595	312,71	93	1,651	353,86
86	1,602	317,76	94	1,658	359,05

Die obige Tabelle enthält die erforderliche Wanddicke der gewöhnlichen gußeisernen Röhren für Wasser- und Gasleitungen, nebst den Gewichten des Rohrkörpers per 1 laufenden Meter. Die Flantschen, Muffen u. dgl. sind dabei nicht inbegriffen.

Die nachfolgenden drei Tabellen geben die Dimensionen und Gewichte der graden und gebogenen gußeisernen Röhren, Muffen, Flantschen u. s. w., wie dieselben bei der Wasserleitung in Paris allgemein angewendet werden. Bemerkenswerth ist, daß die Wanddicke der Pariser Röhren wesentlich größer ist, als der in Deutschland üblichen Röhren nach obiger Tabelle; daß ferner die gebogenen Röhren allgemein eine wesentlich größere Wandstärke erhalten, als die graden Röhren, und zwar in Rücksicht auf die schwierigere Herstellung der erstern.

Zur leichtern Bestimmung des Gewichtes gußeiserner Röhren mit andern als den in den übrigen Tabellen angegebenen Wandstärken dient die am Schlusse beigefügte Tabelle, welche die Gewichte für eine verschiedene Wandstärke von 8 bis 20 Millimeter enthält.

§ 276. Dimensionen gußeiserner Wasserleitungsröhren und derer Theile, in Metern.

Innere Weite	Ganze Länge der geraden Röhren: Röhren mit Muffe und Muff	Röhren mit Muffe und Flantsche	Röhren mit Flantsche u. Muff	Röhren mit 2 Muffen	Röhren mit 2 Flantschen	Randverstärkung der Muffe: Breite der Verstärkung	Abstand über den äußern Muffenumfang	Dimensionen des Wulstes am Rohre: Breite	Abstand über der Rohrwand	Differenz des äußern Muff- und des innern Muffendurchmessers	Wandstärke der Röhren: bei geraden Röhren	bei gebogenen Röhren	Muffe der Röhren: Länge	Wanddicke	Innerer Durchmesser	Flantschen-Dimensionen: Aeußerer Durchmesser	Dicke der Flantschen	Aussparung zwischen den Flantschen	Anzahl der Schrauben
0,081	2,61	2,61	2,50	2,72	2,50	0,086	0,004	0,016	0,006	0,02	0,0095	0,0115	0,11	0,0185	0,120	0,234	0,0165	0,003	3
0,108	2,61	2,61	2,50	2,72	2,50	0,086	0,004	0,016	0,006	0,02	0,0100	0,0120	0,11	0,0140	0,148	0,253	0,0170	0,003	4
0,135	2,61	2,61	2,50	2,72	2,50	0,086	0,004	0,016	0,006	0,02	0,0100	0,0120	0,11	0,0140	0,175	0,280	0,0170	0,003	5
0,162	2,61	2,61	2,50	2,72	2,50	0,086	0,004	0,016	0,006	0,02	0,0105	0,0140	0,11	0,0140	0,203	0,317	0,0175	0,003	6
0,190	2,61	2,61	2,50	2,72	2,50	0,086	0,004	0,016	0,006	0,02	0,0110	0,0145	0,11	0,0145	0,232	0,347	0,0180	0,003	6
0,216	2,61	2,61	2,50	2,72	2,50	0,086	0,004	0,016	0,006	0,02	0,0115	0,0150	0,11	0,0150	0,259	0,377	0,0185	0,003	6
0,250	2,63	2,63	2,63	2,76	2,76	0,088	0,005	0,026	0,008	0,04	0,0120	0,0150	0,12	0,0155	0,298	0,411	0,0200	0,003	6
0,300	2,63	2,63	2,63	2,76	2,76	0,088	0,005	0,026	0,008	0,04	0,0130	0,0160	0,12	0,0170	0,350	0,474	0,0210	0,003	8
0,325	2,63	2,63	2,63	2,76	2,76	0,088	0,005	0,026	0,008	0,04	0,0135	0,0160	0,12	0,0180	0,376	0,499	0,0215	0,003	8
0,350	2,63	2,63	2,63	2,76	2,76	0,088	0,005	0,026	0,008	0,04	0,0140	0,0170	0,12	0,0185	0,401	0,528	0,0215	0,003	9
0,400	2,63	2,63	2,63	2,76	2,76	0,088	0,005	0,036	0,008	0,04	0,0145	0,0180	0,12	0,0190	0,453	0,582	0,0225	0,003	10
0,500	2,63	2,63	2,63	2,76	2,76	0,088	0,005	0,036	0,008	0,04	0,0160	0,0200	0,12	0,0195	0,556	0,682	0,0240	0,003	12
0,550	2,63	2,63	2,63	2,76	2,76	0,088	0,005	0,036	0,010	0,04	0,0170	0,0200	0,12	0,0210	0,610	0,734	0,0250	0,003	12
0,600	2,63	2,63	2,63	2,76	2,76	0,088	0,005	0,036	0,010	0,04	0,0180	0,0220	0,12	0,0230	0,660	0,786	0,0260	0,003	14
0,650	2,63	2,63	2,63	2,76	2,76	0,088	0,005	0,036	0,010	0,04	0,0180	0,0220	0,12	0,0230	0,710	0,836	0,0270	0,003	14

Bei den gebogenen Röhren sind die Dimensionen der Muffe, des Rohrwulstes und der Flantschen dieselben wie bei den geraden Röhren und unterscheiden sich beide in ihren Dimensionen durch die größere Wanddicke der gebogenen Röhren.

Die obenstehende Tabelle enthält die Dimensionen gußeiserner Rohrleitungen, wie dieselben bei der Pariser Wasserleitung üblich sind. Die größere Wanddicke der gebogenen Röhren ist mit Rücksicht auf die schwierigere Herstellung der Kerne und Erlangung gleichmäßiger Wanddicke so festgesetzt, wie die Erfahrung dieses als wünschenswerth nachgewiesen hat.

Die Wandstärke der geraden, besonders aber der gebogenen Röhren ist hier wesentlich größer als die in Deutschland übliche, wie eine Vergleichung dieser Tabelle mit den vorhergehenden zeigt. Uebrigens wird auch in Deutschland die Wandstärke der Wasserleitungsrohre an vielen Orten größer genommen als die vorhergehende Tabelle dieselbe angiebt.

§ 277. Gewichte gerader gußeiserner Wasserleitungsröhren und derer Theile, in Kilogrammen.

Innere Weite der Röhren in Metern	Röhren mit Muffe und Wulst			Röhren mit Muffe und Flantsche				Röhren mit Flantsche und Wulst			Röhren mit doppelter Muffe			Röhren mit 2 Flantschen			Gewicht des laufenden Meters des Rohrkörpers allein
	Gewicht der Muffe	Gewicht des Rohrkörpers selbst	Totalgewicht des Rohres	Gewicht der Muffe	Gewicht des Rohrkörpers	Gewicht der Flantsche	Totalgewicht des Rohres	Gewicht der Flantsche	Gewicht des Rohrkörpers	Totalgewicht des Rohres	Gewicht der beiden Muffen	Gewicht des Rohrkörpers	Totalgewicht des Rohres	Gewicht der beiden Flantschen	Gewicht des Rohrkörpers	Totalgewicht des Rohres	
0,081	9	49	58	9	47	6	62	6	49	55	18	47	65	12	47	59	20
0,108	11	67	78	11	64	8	83	8	67	75	22	64	86	16	64	80	28
0,135	13	83	96	13	79	10	102	10	82	92	26	79	105	20	79	99	35
0,162	16	103	119	16	98	12	126	12	103	115	32	99	131	24	98	122	43
0,190	20	126	146	20	120	14	154	14	126	140	40	120	160	28	120	148	52
0,216	22	149	171	22	142	17	181	17	149	266	44	142	186	34	142	176	62
0,250	35	180	215	35	170	20	225	20	180	200	70	170	240	40	170	210	75
0,300	43	233	271	43	220	27	290	27	233	260	86	220	306	54	220	274	97
0,325	48	262	310	48	247	30	325	30	262	292	96	247	343	60	247	307	108
0,350	52	291	343	52	275	33	360	33	291	324	104	276	380	66	275	341	121
0,400	61	343	404	61	324	39	424	39	343	382	122	324	446	78	324	402	143
0,500	80	471	551	80	415	51	576	51	471	522	160	445	605	102	445	547	196
0,600	105	633	738	105	588	67	770	67	633	700	210	600	810	134	598	732	264

Unter den aus England und Belgien bezogenen Röhren, welche zu Wasser- und Gasleitungen bestimmt sind, trifft man oft solche mit außerordentlich geringen Wandstärken von nicht über 6 bis 8 Millimeter an, doch hat man sich außerordentlich zu hüten, dieselben für einen Wasserdruck über 15 bis 20 Meter Höhe zu verwenden oder gar zu Dampfrohrleitungen zu gebrauchen, da viele darunter sind, welche keineswegs dicht halten. Leider haben die aus England bezogenen Rohre auch alle möglichen variablen Dimensionen der Muffen, Wulste und Flantschen, so daß z. B. in Wien, welches seinen Röhrenbedarf meist aus England bezieht, ein wahres Chaos von verschiedenen Röhrensorten vorhanden ist. So außerordentlich wünschenswerth ein einheitliches Vorgehn der Röhrenfabrikanten in der Bestimmung der Röhrenverhältnisse ist, so ist es auch innerhalb ziemlich beschränkter Gebiete noch nirgends dazu gekommen. In der allerneusten Zeit hat indessen der Verein deutscher Ingenieure diese Frage in Behandlung genommen, die einzelnen Zweigvereine haben nach gründlich geführten Discussionen die nachfolgende Tabelle über die einheitlichen Verhältnisse gußeiserner Röhren, Flantschen, Muffen, Bogen, Winkel u. s. w. aufgestellt, doch ist die definitive Entscheidung noch nicht gefällt und die Sache befindet sich noch in der Schwebe.

§ 278.

Gewicht gebogener gußeiserner Wasserleitungsröhren und ihrer Theile, in Kilogrammen.

Innere Weite der Röhren	1/4 des Kreises oder 90°; Radius = 0,5 Met. Rohr mit doppelter Flantsche	Der Bogen erstreckt sich auf 1/8 des Kreisumfanges oder auf 45°.											
		Halbmesser der Krümmung = 0,5 Meter			Halbmesser der Krümmung = 0,75 Meter			Halbmesser der Krümmung = 1,00 Meter			Halbmesser der Krümmung = 1,50 Meter		
		Doppelte Flantsche	Flantsche und Wulst	Muffe und Wulst	Doppelte Flantsche	Flantsche und Wulst	Muffe und Wulst	Doppelte Flantsche	Flantsche und Wulst	Muffe und Wulst	Doppelte Flantsche	Flantsche und Wulst	Muffe und Wulst
Meter													
0,081	28	18	17	20	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,108	37	24	22	27	—	—	—	—	—	—	—	—	—
0,135	—	—	—	—	36	35	41	—	—	—	—	—	—
0,162	—	—	—	—	51	49	46	—	—	—	—	—	—
0,190	—	—	—	—	—	—	—	76	73	80	—	—	—
0,216	—	—	—	—	—	—	—	89	86	94	—	—	—
0,250	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	140	139	155
0,300	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	180	177	195
0,325	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	193	191	210
0,350	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	219	217	239
0,400	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	263	261	286
0,500	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	355	356	392
0,600	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	462	466	512

§ 279.

Normaldimensionen gußeiserner Flantschenrohre, Krümmer und T-Stücke nach den Beschlüssen der Conferenz von Fabrikanten und Vertretern des Vereins Deutscher Ingenieure, am 25. Januar 1873.

Lichte Weite. Aeußerlich aufzugießen	Maximal-Wandstärke bis zu 12 Atmosph. Ueberdruck	Flantschendurchmesser	Dicke der Flantschen	Durchmesser des Lochkreises	Schrauben der Flantschen		Baulänge der Röhren in Metern	Schenkellänge der Krümmer und T-Stücke	Halbmesser des Krümmungsbogens	Schenkellänge der Stutzen an Röhren aller Durchmesser
					Anzahl der Schrauben	Dicke in engl. Zoll				
D	δ	F	δ_2	S	n	δ_3	L	l	r	l_2
Mill.	Mill.	Mill.	Mill.	Mill.		engl. Zoll	Meter	Mill.		
40	10	150	18	115	4	1/2	2	140		
50	10	160	18	125	4	1/2	2	150		
60	10	175	19	135	4	5/8	2	160		
70	10	185	19	145	4	5/8	2,5	170		
80	10	195	19	155	4	5/8	2,5	180		
90	11	210	20	170	4	5/8	2,5	190		
100	11	220	20	180	4	5/8	3	200		
120	11	255	20	205	4	3/4	3	220		
140	12	280	20	230	4	3/4	3	240		
160	12	300	21	250	6	3/4	3	260		
180	13	325	22	275	6	3/4	3	280		
200	13	345	23	295	6	3/4	3	300		
225	14	370	24	322	8	3/4	3	325		
250	14	400	25	350	8	3/4	3	350		
275	15	425	25	378	8	3/4	3	375		
300	15	460	26	405	8	7/8	3	400		
325	16	490	26	435	10	7/8	3	425		
350	16	515	27	465	10	7/8	3	450		
375	18	545	27	490	10	7/8	3	475		
400	18	570	28	512	10	7/8	3	500		
425	18	600	28	545	10	7/8	3	525		
450	20	630	29	575	12	7/8	3	550		
475	20	655	30	600	12	7/8	3	575		
500	20	680	30	625	12	7/8	3	600		
D	δ	F	δ_2	S	n	δ_3	L	l	r	l_2

So groß als möglich und zwar am besten so, daß der Mittelpunkt in den Schnittpunkt der Linien fällt, welche den Innenflächen der Flantschen entsprechen.

$$l_2 = \frac{D}{2} + \frac{D_1}{2} + 100 \text{ Millimeter},$$

(wobei D und D_1 Durchmesser beliebiger Röhren sind).

§ 280.

Gewichte gußeiserner Röhren von verschiedener Wandstärke.

Innere Weite in Mill.	Gewicht per 1 laufenden Meter Röhre bei einer Wandstärke von						
	8 Mill.	10 Mill.	12 Mill.	14 Mill.	16 Mill.	18 Mill.	20 Mill.
	Kilo	Kilo	Kilo	Kilo	Kilo	Kilo	Kilo
60	12,40	15,93	19,66	23,57	27,67	31,94	36,41
70	14,19	18,20	22,39	26,76	31,31	36,04	40,96
80	15,99	20,48	25,12	29,94	34,95	40,14	45,51
90	17,85	22,75	27,85	33,13	38,59	44,23	50,06
100	19,64	25,79	30,59	36,32	42,23	48,33	54,61
110	21,44	27,30	33,33	39,50	45,87	52,42	59,16
120	23,06	29,58	36,05	42,69	49,52	56,51	63,71
130	25,15	31,85	38,78	45,87	53,16	60,62	68,26
140	26,94	34,13	41,50	49,06	56,79	64,72	72,81
150	28,74	36,41	44,24	52,24	60,44	67,99	77,37
160	30,59	38,68	46,97	55,43	64,08	72,90	81,92
180	34,18	43,24	52,43	61,80	71,37	81,16	91,02
200	37,83	47,78	57,89	68,17	78,64	89,15	100,12
220	41,49	52,34	63,35	74,54	85,92	97,48	109,22
240	45,14	56,86	68,81	80,92	93,20	105,66	118,32
260	48,79	61,44	74,27	87,29	100,48	113,86	127,42
300	56,09	70,55	85,19	100,03	115,04	130,24	145,63
350	65,12	81,92	98,85	115,95	133,25	150,72	168,39
400	74,17	93,29	122,47	131,88	151,46	171,20	191,14
500	92,41	116,05	139,51	163,74	187,86	211,33	236,64
600	110,67	138,78	167,11	194,00	224,27	253,11	282,16
700	128,86	161,56	194,41	225,82	260,68	294,08	327,66
800	147,05	184,31	221,73	257,72	297,08	335,02	373,16
900	165,30	207,06	249,02	289,57	333,50	375,86	418,69
1000	180,19	229,82	276,34	323,03	369,90	416,93	464,19

Die obenstehende Tabelle enthält die Gewichte gußeiserner Röhren per laufenden Meter ohne Muffen und Flantschen.

Hat man das Gewicht der letztern zu bestimmen, so verwandelt man sie in Hohlcylinder von der Weite des Rohres und dessen Wanddicke d und sucht die Länge dieses Hohlcylinders zu bestimmen, wonach man sodann das Gewicht von Muffen und Flantschen aus der Tabelle entnehmen kann.

Für die Länge l des Hohlcylinders, welche einer Flantſche nach den in § 279 gegebenen Verhältniſſen entſpricht, kann im Mittel $l = 10\,d$ angenommen werden, d. h. eine ſolche Flantſche wiegt ſoviel, als ein Rohrſtück von der 10fachen Länge = der Wandſtärke und dem Durchmeſſer des Rohres.

Für eine Muffe nach den angegebenen Verhältniſſen kann für die Länge l des erſetzenden Rohrſtückes $= 125 + 0{,}3\,D$ Millimeter genommen werden.

Bei den im Handel vorkommenden Röhren weiſen die Flantſchen und Muffen leider ſo abweichende Verhältniſſe auf, daß man deren Gewichte nur durch effective Gewichtsabwaage beſtimmen kann.

VII.

Allgemeine hydrauliſche Aufgaben.

§ 281.

1. Genaue Bestimmung der Staucurve bei Querschnitts-Veränderungen eines Gewässers.

Es ist bereits in den §§ 105 und 227 darauf hingewiesen worden, daß die Form der Oberfläche eines aufgestauten Wassers unter Umständen eine ganz eigenthümliche werden kann, daß der ursprüngliche Wasserspiegel entweder in einer sanften Curve oder aber in einem plötzlichen Sprunge in die gestaute Höhenlage übergehn kann.

Stellt man sich nun die Aufgabe, die Stauverhältnisse bei den verschiedenartigen in der Praxis am meisten vorkommenden Querschnittsveränderungen zu bestimmen, so ergeben sich dabei theilweise ganz eigenthümliche und unerwartete, aber der Erfahrung entnommene Resultate, welche im Folgenden kurz aufgeführt werden sollen.

Erster Fall. Staucurve bei einer Erhöhung des Bodens.

Wird in einem Flusse oder Canale von constanter Breite eine Erhöhung des Bodens nach Fig. 270 Tafel 35 auf einer kurzen Strecke angebracht, so würde dem Gefühle nach Jedermann schließen, daß über dieser Erhöhung des Bodens auch eine Erhöhung des Wasserspiegels eintreten müsse. Dieß ist indessen keineswegs der Fall. Es entsteht an der Stelle der Verengung des Durchflusses vielmehr eine Einsenkung des Wasserspiegels, wie Fig. 270 dieß andeutet. Unmittelbar vor dieser Einsenkung entsteht dagegen eine Stauung des Wasserspiegels, resp. eine Erhöhung desselben, welche dazu dient, die nöthige Vermehrung der Geschwindigkeit zu erzeugen, vermöge welcher das Wasser durch die doppelt verengte Stelle des Querschnittes hindurchfließt.

Hinter der größten Einsenkung des Wasserspiegels steigt der letztere wieder auf die Höhe des ursprünglichen Wasserspiegels, welcher der gleichförmigen Bewegung des Wassers in einem Canale ohne Erhöhung des Bodens entspricht.

Es ist hier nicht der Ort, den thatsächlichen Verlauf dieser eigenthümlichen Einsenkung und Stauung des Wasserspiegels theoretisch abzuleiten, und soll hier nur darauf hingewiesen werden, daß dieselben Thatsachen sind und daß die Theorie (wie hier wohl ganz natürlich) erst hintenher diese Erscheinungen ebenfalls gesetzmäßig abgeleitet hat.

Um die im vorliegenden Fall eintretende Einsenkung und Erhöhung des Wasserspiegels ihrem numerischen Werthe nach bestimmen zu können, bezeichne man in Fig. 270 mit:

p_e die Tiefe des Wassers an der Stelle f, wo die Verengung (Erhöhung des Bodens) aufhört und welche der ursprünglichen Wassertiefe des Flusses bei gleichförmiger Bewegung (vor dem Anbringen der Verengung) gleich ist;

a_e den Querschnitt des Wasserkörpers an der Stelle f, deren Tiefe gleich p_e ist;

a_1 den Querschnitt des Wasserkörpers an der Stelle a, mitten über der Erhöhung des Bodens;

a_0 den Querschnitt des Wasserkörpers an der Stelle e, wo die Erhöhung beginnt;

p_0 die Tiefe des Wassers an der Stelle e, wo die Erhöhung beginnt;

p_1 „ „ „ „ „ „ „ a, deren Tiefe gleich a_1 ist;

y_1 „ Einsenkung b, resp. die negative Höhe des Wasserspiegels über demjenigen bei f (negative Höhe ist Einsenkung);

y die totale Stauung bei e, resp. die Höhe des Wasserspiegels bei e über derjenigen bei a, so daß $y = b + c$;

$Y = y + y_1$ die Höhe des Wasserspiegels bei e über demjenigen bei f (y_1 ist negativ);

v_0 die Geschwindigkeit des Wassers an der Stelle e, deren Tiefe gleich p_0;

v_1 „ „ „ „ „ „ „ a, „ „ „ p_1;

v_e „ „ „ „ „ „ „ f, „ „ „ p_e;

i_e das Gefälle des Flußbettes per Längeneinheit (per laufenden Meter);

$K = \frac{x^2}{2g}$, wobei $g = 9{,}8088$ und x den Coefficienten in der Formel für die mittlere Geschwindigkeit $v = x\sqrt{rs}$ (§ 148g und folgende) bezeichnet.

Um nun die Curve des Wasserspiegels in ihrem ganzen Verlaufe zu bestimmen, hat man den Werth von Y und y_1 in verschiedenen Entfernungen von der Mitte a, Fig. 270 aus sowohl der Größe als auch dem Sinne nach (ob positiv oder negativ) zu berechnen, so daß also für jede Hälfte der Curve von a aus auf- und abwärts eine einzige Formel zur vollständigen Fixirung genügt.

a) Obere Hälfte der Curve von der Stelle a aus.

Bezeichnet man den Abstand der Stelle, deren Stauhöhe y oder Y berechnet werden soll, von der Mitte a der Erhöhung mit z_0, so ist die totale scheinbare Stauhöhe

$$y = i_e \left[z_0 \left(\frac{1}{2} \frac{a_e^3}{a_1^2} \frac{a_1 + a_0}{a_0^2} - 1 \right) - K p_e \frac{a_e^2 (a_1^2 - a_0^2)}{a_1^2 a_0^2} \right].$$

Je nach der Distanz z_0 wird der Werth von Y entweder positiv oder negativ, d. h. es liegt an der betreffenden Stelle der Wasserspiegel höher oder tiefer als der Wasserspiegel bei f.

b) Untere Hälfte der Curve.

Für diese ist die Einsenkung im Abstande z_1 von a

$$y_1 = i_e \left[z_1 \left(\frac{a_e}{a_1} \cdot \frac{a_e + a_1}{2 a_1} - 1 \right) - K p_e \left(\frac{a_e^2}{a_1^2} - 1 \right) \right].$$

c) Die wirkliche Stauhöhe

$$c = Y = y_1 + y \text{ (wobei } y_1 \text{ immer negativ wird)}$$

$$Y = i_e \left\{ z_1 \left(\frac{a_e}{a_1} \frac{a_e + a_1}{2 a_1} - 1 \right) + z_0 \left(\frac{a_e^3 (a_1 + a_0)}{2 a_1^2 a_0^2} - 1 \right) - \right.$$
$$\left. - K p_e \left(\frac{a_e^2}{a_1^2} + \frac{a_e^2 (a_1^2 - a_0^2)}{a_1^2 a_0^2} - 1 \right) \right\}.$$

d) Um diese Gleichungen aufzulösen, welche die unbekannten Größen a_0, a_1, a_e enthalten, muß man sich der Methode der approximativen Annäherung bedienen, indem man vorerst $a_0 = a_e$ setzt, wobei man erhält

$$Y = i_e (z_1 + z_0) \left(\frac{a_e}{a_1} \frac{a_e + a_1}{2 a_1} - 1 \right).$$

Aus dieser Gleichung wird man sodann ebenfalls auf dem Wege des Probirens einen ersten Werth von $a_0 = a_e$ bestimmen, diesen in die Gleichung unter c) einführen und daraus einen schon richtigen Werth von a_0 ableiten können (siehe zweiter Fall).

Leichter verfährt man, wenn man die Werthe der Formeln a) und b) jeden für sich bestimmt, (wonach man von selbst Y als die Summe der beiden andern Werthe erhält.

e) Für die Distanz $z_1 = 0$, d. h. für die Stelle der größten Einsenkung, ist

$$y_1 = \frac{v_e^2 - v_1^2}{2g}.$$

Zweiter Fall. Stancurve bei einer Verminderung der Canalbreite.

In einem Canale mit constanter Breite wird auf eine kürzere Strecke eine Verengung angebracht, indem man nach Fig. 282 a) Tafel 37 die Breite auf A — D reducirt.

Welches wird an dieser Stelle die Form des Wasserspiegels sein?

Auch hier wird man dem Gefühle nach zu urtheilen eine Anschwellung des Wasserspiegels erwarten und dennoch findet eine Einsenkung des Wasserspiegels statt, wie Fig. 282 a) dieß andeutet.

Man kann daraus entnehmen, ein wie unzuverlässiger Rathgeber das Gefühl in solchen Dingen ist.

Um hier die Einsenkung und die vor derselben entstehende Stauung genau an jeder beliebigen Stelle bestimmen zu können, läßt man die nämlichen Bezeichnungen gelten wie im vorhergehenden Falle und es ist sodann:

a) Untere Hälfte der Curve.

für z_1 gleich Null, d. h. für die engste Stelle des Querschnittes

$$y_1 = \frac{v_e^2 - v_1^2}{2g},$$

und für jede andere Stelle der Verengung

$$y_1 = \frac{v_e^2}{2g}\left[1 - \left(\frac{v_1}{v_e}\right)^2\right] - i_e z_1 \left(1 - \frac{a_e}{a_1}\right)$$

oder

$$y_1 = i_e\left\{z_1\left[\frac{b_e p_e}{b_1 (p_e + y_1)} - 1\right] - K p_e \left[\frac{b_e^2 p_e^2}{b_1^2 (p_e + y_1)^2} - 1\right]\right\}.$$

b) Obere Hälfte der Curve.

Für diese ist bei einer Distanz z_0 von der Mitte der Verengung:

$$y = \frac{v_1^2 - v_0^2}{2g} - i_e z_0 + i_e z_0 \frac{a_e^2}{a_0 a_1}.$$

Dabei ist in der Formel unter a) b_0, b_1 und b_e die Breite des Canales beim Querschnitt a_0, a_1 und a_e.

Es ist ferner die wirkliche Stauhöhe

$$Y = y + y_1 = \frac{v_e^2 - v_0^2}{2g} - i_e (z_1 + z_0) + i_e \frac{a_e}{a_1}\left(z_1 + \frac{a_e}{a_0} z_0\right).$$

Es ist ferner

$$v_0 = \frac{v_e p_e b_e}{b_0 (p_e + Y)}; \quad a_0 = p_0 b_0 = b_0 (p_e + Y).$$

Wie man sieht, enthält die obige Gleichung für Y zwei unbekannte Größen a_0 und a_1 oder v_0 und v_1 und man kann dieselbe daher nur auf dem Wege der successiven Annäherung auflösen.

Zu diesem Zwecke setzt man vorerst $v_e = v_0$ oder $a_e = a_0$ und erhält sodann einen ersten Werth von

$$Y = i_e (z_0 + z_1) \left(\frac{a_e}{a_1} - 1\right).$$

Aus diesem Werthe ergiebt sich

$$a_1 = b_1 (p_e + y_1).$$

(y_1 ist dabei bereits als nach a) ausgerechnet angenommen).

Mit Hülfe dieses Werthes von a_1 läßt sich nun mittelst der obigen Formeln der erste angenäherte Werth von a_0 und v_0 bestimmen, mit deren Hülfe man aus der Formel für Y wiederum (durch Probiren) einen zweiten schon genauern Werth von Y erhält.

Man muß gestehn, einfach ist diese Rechnung nicht. Indessen ist der Sache ohne weitläufige Entwicklungen nicht anders beizukommen und wenn man bedenkt, daß auf diesem Wege die wichtigsten Stauverhältnisse bestimmt werden können, darf man sich die kleine Mühe nicht gereuen lassen, welche die obige Rechnung verursacht.

Dritter Fall. Staucurve bei einer Verbreiterung des Canales.

Eine kurze Erweiterung im Querschnitte eines Flusses oder Canales nach Fig. 282 b) Tafel 37 durch Vergrößerung der Breite hat (umgekehrt wie man vermuthen könnte) eine Stauung an der erweiterten Stelle und eine Einsenkung vor der erweiterten Stelle zur Folge, während hinter der Erweiterung die Höhe des Wasserspiegels dieselbe wie vor dem Anbringen der Erweiterung bleibt.

Mit den Bezeichnungen laut Fig. 282 b) gelten zur Bestimmung der Wasserspiegel-Curve ganz die nämlichen Ausdrücke wie oben beim zweiten Fall.

Allgemeine Folgerungen über die Stau-Verhältnisse bei Verengungen und Erweiterungen eines Canal-Querschnittes.

Aehnlich wie in den bisher betrachteten Fällen hat auch eine Erweiterung des Querschnittes in Folge einer Austiefung des Bodens nach Fig. 271 Tafel 35, ferner nach Fig. 269 Tafel 35 eine Erhöhung des

Wasserspiegels an der vertieften Stelle und umgekehrt haben alle Verengungen des Querschnittes wie Fig. 269 und 267 Tafel 35 eine Einsenkung des Wasserspiegels an der verengten Stelle zur Folge.

Dieses Resultat, zuerst der Beobachtung entnommen und hernach auch durch theoretische Betrachtungen abgeleitet und numerisch fixirt, ist so ganz und gar entgegen dem Gefühle, daß in unzähligen Fällen gegen die dadurch bedingten Regeln bei Wasserbauten verstoßen wird.

Eine übel angebrachte Erweiterung einer Stelle eines Wasserlaufes kann den allergrößten Nachtheil im Gefolge haben und ganz das Gegentheil von dem verursachen, was man damit bezwecken wollte.

Umgekehrt läßt sich durch eine gut placirte Verengung (allerdings unter Absorbirung eines kleinen Gefälles) oft ein ganz überraschendes Resultat erzielen und werden die im Vorhergehenden gegebenen Regeln genügen, um den Verlauf der Wasserspiegelcurve für die meisten Fälle annähernd bestimmen zu können.

An einem in einem Wasserlaufe erstellten Brückenpfeiler kann man sehr schön beobachten, wie trotz der verursachten Verengung der Wasserspiegel die in Fig. 267 Tafel 35 angedeutete Form annimmt, d. h. derselbe sinkt längs dem Pfeiler mehr und mehr, um am untern Ende aus der größten Einsenkung c in einer Curve g wieder auf die normale Höhe zu steigen, während vor dem obern Ende eine Stauung eintritt, welche in der gewöhnlichen Staucurve asymptotisch in den ursprünglichen Oberwasserspiegel übergeht. Speciell bei Brückenpfeilern wirkt die Einsenkung des Wasserspiegels in Folge der damit verbundenen Geschwindigkeitsvermehrung außerordentlich schädlich auf die Fundamente und die Pfeiler selber ein und man würde einen großen Fehler begehn, wenn man das Material solcher Pfeiler etwa der mittlern Geschwindigkeit des Wassers im ganzen Flußquerschnitte entsprechend wählen wollte. Wenn diese letztere Geschwindigkeit auch nicht so groß ist, so ist diejenige unmittelbar am Pfeiler ungleich viel größer, weil sich die Einsenkung des Wasserspiegels nicht auf die ganze Breite des Flusses ausdehnt, sondern sich auf eine schmälere Strecke seitlich der Pfeiler concentrirt, so daß auch im Querschnitte des ganzen Flusses betrachtet die Einsenkung in einer oft ziemlich raschen Curve in die ursprüngliche normale Wasserspiegelhöhe übergeht.

Wenn man den Verlauf der Wasserspiegel-Curve für verschiedene Verhältnisse aufreißt, nachdem man die entsprechenden Werthe der Stauungen und Einsenkungen berechnet hat, so lassen sich folgende

Regeln beobachten, welche sich übrigens auch aus einer genauen Betrachtung der Formeln ergeben.

Bei einer Verengung nach Fig. 282 a) Tafel 37 (zweiter Fall) und für eine Erweiterung nach Fig. 282 b) Tafel 37 (dritter Fall) wird der Werth von y_1 negativ für alle Distanzen

$$z_1 < K p_e \left(\frac{a_e}{a_1} + 1\right)$$

und es findet an der verengten Stelle eine um so größere Einsenkung statt, je größer die Wassertiefe p_e, das Verhältniß $\frac{a_e}{a_1}$ und das Gefälle i_e des Flusses ist.

In der Entfernung $z_1 = K p_e \left(\frac{a_e}{a_1} + 1\right)$ von der Mitte findet weder Einsenkung noch Stauung des Wasserspiegels statt, d. h. es liegt diese Stelle in der Höhe des ursprünglichen Wasserspiegels und schneiden sich in diesem Punkte die ursprüngliche und die neue Wasserspiegel-Curve.

Selbstverständlich ist die Einsenkung mit einer Vermehrung der Geschwindigkeit an der verengten Stelle und umgekehrt, die Stauung mit einer entsprechenden Abnahme der Geschwindigkeit an der gestauten Stelle verbunden.

Daß durch eine jede derartige Umwandlung der Geschwindigkeiten etwas an der lebendigen Kraft des Wassers (hier speciell an Gefälle) verloren geht, liegt auf der Hand; doch pflegen in den meisten vorkommenden Fällen die Geschwindigkeiten nicht so bedeutend zu sein, daß dieser Verlust durch Stoß und Reibung einen wesentlichen Einfluß auf die numerischen Werthe der Stauungen und Einsenkungen ausübt.

In Folge dieser Verluste während des Durchganges durch die verengte oder erweiterte Stelle stellen sich alle Wasserspiegel etwas höher, resp. es wird die Stauung oberhalb etwas größer, die Einsenkung oberhalb etwas kleiner, dagegen erstreckt sich deßhalb in allen Fällen auch eine kleine Stauung auf eine mehr oder weniger lange Strecke flußabwärts.

Es braucht kaum hervorgehoben zu werden, daß, wie die Stauung, so auch die Einsenkung des Wasserspiegels, welche z. B. in Fig. 268 und 271 oberhalb der Anstauung entsteht, sich auf eine größere Länge des Flusses ausdehnt und asymptotisch in den ursprünglichen Wasserspiegel übergeht.

Man ersieht daraus, welchen eigenthümlichen Einfluß unter Um-

ständen die Erweiterung einer kurzen Canalstrecke ausüben kann und daß man wohl daran thut, bei derartigen Bauten die entstehenden Folgen sich genau zu vergegenwärtigen.

2. Berechnung eines Katzensprunges.

Einem oberschlächtigen Wasserrade a Fig. x Tafel 22 soll das Wasser durch einen sogenannten Katzensprung b c d zugeführt werden, weil locale Verhältnisse die gerade Zuleitung des Wassers in einem Canale verhindern. Es soll nun der Niveauabstand oder die Druckhöhe h berechnet werden, welche erforderlich ist, um die sämmtlichen Widerstände zu bewältigen, welche das Wasser auf seinem Wege von c nach b zu bewältigen hat. Diese Widerstände sind nun für folgende Verhältnisse zu bestimmen: Die per Secunde zufließende Wassermenge beträgt 4 Cubikfuß Schweizer = 0,108 Cubikmeter; die Breite der Wasserkammer b beträgt 1,2 Meter und diejenige der Kammer c = 1,8 Meter; der Durchmesser der Rohrleitung d beträgt 0,45 Meter. Die Druckhöhe oder der Gefällverlust h läßt sich auf verschiedene Weise berechnen und besteht: a) aus den Reibungs- und Knieröhren-Widerständen in dem Verbindungsrohre d; b) in dem sogenannten Widerstands-Coefficienten für den Eintritt des Wassers bei g. Wenn nämlich die Geschwindigkeit des Wassers in der Verbindungsleitung d mit v bezeichnet wird, so muß das Wasser bereits bei g mit dieser Geschwindigkeit in die Rohrleitung eintreten, wozu aber ein Kraftaufwand oder eine Druckhöhe $\frac{v^2}{2g}$ absorbirt wird. Dazu kommt noch der Einfluß der Contraction an der Eintrittstelle oder der sogenannte Widerstands-Coefficient k_2, welcher für einen kurzen Rohransatz $k_2 = 0{,}50\,\frac{v^2}{2g}$ beträgt, wenn das Rohr nach der Zeichnung ohne trichterförmigen Uebergang in den Kasten c mündet. Für eine längere Rohrleitung wird dieser Coefficient kleiner und kann zu 0,4 angenommen werden. Derselbe wird auch für kurze Rohransätze um so kleiner, je mehr das Eintrittstück bei g nach der natürlichen Zusammenziehung des Strahles geformt wird, so daß er bei stark trichterförmiger Erweiterung und Abrundung des obern Rohrendes zu 0,10 angenommen werden kann. In unserm Falle mit Einlauf ohne Erweiterung und bei längerer Rohrleitung ist $k_2 = 0{,}4$ und somit der Eintritts-Widerstand x

$$x = \left(1 + k_2\right)\frac{v^2}{2g} = \left(1 + 0{,}4\right)\frac{v^2}{2g} = 1{,}4\,\frac{v^2}{2g}.$$

Erste Berechnungsmethode
mit Hülfe der gewöhnlichen Rohr-Widerstands-Coefficienten.

Der Querschnitt der Rohrleitung ist $0{,}7854 \times 0{,}45^2 = 0{,}1590$ Quadratmeter und daher die Geschwindigkeit des Wassers in derselben per Secunde

$$v = \frac{0{,}108}{0{,}159} = 0{,}68 \text{ Meter.}$$

Es wird demnach der Eintrittswiderstand x nach dem oben angeführten Ausdrucke

$$x = (1 + k_2)\frac{v^2}{2g} = 1{,}4\,\frac{0{,}68^2}{2 \times 9{,}81} = 0{,}033 \text{ Meter.}$$

Dieser Eintrittswiderstand ist also ein sehr geringer; und doch würde derselbe für die größte in der Praxis angewendete Geschwindigkeit von 2 Meter per Secunde auf $1{,}4\,\frac{2^2}{19{,}6} = 0{,}29$ Meter steigen, darf also immerhin nicht vernachlässigt werden.

Zur Bestimmung des Rohrwiderstandes, d. h. der zur Ueberwindung der Reibung in der Rohrleitung erforderlichen Druckhöhe, hat man nach § 166 das per 1 laufenden Meter erforderliche Gefälle (da $\frac{b_1}{R} = 0{,}005064$)

$$I = \frac{b_1}{R} U^2 = 0{,}005064 \times 0{,}68^2 = 0{,}00230 \text{ Meter.}$$

Nun beträgt die Länge der Rohrleitung von c nach b $= 35 + 2 \times 6 = 47$ Meter und es ist somit der durch die Rohrleitung verursachte Gefällverlust $I_2 = 47 \times 0{,}0023 = 0{,}108$ Meter.

Nun sind noch die Gefällverluste in den beiden Rohrkrümmern v und w zu bestimmen, deren Halbmesser $r = 0{,}30$ Meter beträgt. Man erhält diese Verluste mittelst der Formel des § 174 für einen Krümmer:

$$z = \frac{w^2}{2g}(0{,}0039 + 0{,}0186\,r)\frac{s}{r^2}.$$

Dabei ist die Bogenlänge des gekrümmten Theiles

$$s = \tfrac{1}{4} \times 2 \times 0{,}30 \times 3{,}14 = 0{,}47 \text{ Meter}$$

und daher

$$z = \frac{0{,}68^2}{2 \times 9{,}81}(0{,}0039 + 0{,}0186 \times 0{,}30)\frac{0{,}47}{0{,}30^2} = 0{,}0106 \text{ Meter.}$$

Für beide Krümmer beträgt sonach der Gefällverlust nur $2 \times 0{,}0106 = 0{,}0212$ Meter, was der geringen Durchflußgeschwindigkeit zuzuschreiben ist. Im Allgemeinen werden die durch Krümmungen verursachten Rohrwiderstände zu groß geschätzt.

Die Summe sämmtlicher Gefällverluste ist nun:

a) der Eintrittswiderstand . . . = 0,033 Meter.
b) die Reibung in der Rohrleitung = 0,108 „
c) der Knieröhrenwiderstand . . = 0,0212 „
Gefällverlust h oder z . . . . 0,1622 Meter.

Der Wasserspiegel im Wasserkasten b wird also 0,1622 Meter oder rund 16 Centimeter tiefer stehn als im Reservoir c, und von der Lage dieses Wasserspiegels hängt im obigen Falle die richtige Höhenstellung des Einlaufes und des Wasserrades ab.

Zweite Berechnungsweise.

Die obige Berechnungsweise giebt die erforderliche Druckhöhe zur Ueberwindung der Reibungswiderstände für die meisten in der Praxis vorkommenden Fälle mit genügender Genauigkeit an, wenn das Wasser aus dem Kasten b in der aus Fig. x ersichtlichen Weise frei und ohne Druck abfließt.

Wenn dagegen das Wasser aus dem Kasten b nach Fig. x_2 durch eine Schützenöffnung a unter der Druckhöhe h abfließt, während das ganze vorhandene Gefälle H und der Gefällverlust H — h ist, so wird die obige Berechnungsweise zu umständlich, da in diesem Falle folgende Widerstände zu überwinden sind:

a) Contraction bei der Eintrittsöffnung g;
b) Beschleunigung des Wassers bis zur Durchflußgeschwindigkeit;
c) Reibungswiderstände der Rohrleitung d;
d) Knieröhrenwiderstände bei v und w;
e) Geschwindigkeitsverlust beim Eintritt in den erweiterten Querschnitt b;
f) Contraction der Ausflußöffnung a der Schütze (k_2).

Nennt man a den Querschnitt der Schützenöffnung, A den Querschnitt der Rohrleitung, O denjenigen der Kammer b, senkrecht auf die Durchflußrichtung von d nach a gerechnet, so ist die erforderliche Druckhöhe oder der Gefällverlust nach der Formel des § 79 zu berechnen.

Es ist nämlich, wenn der Contractions-Coefficient für den Eintritt mit k_2 bezeichnet wird:

$$H - h = \frac{k_2^2 a^2}{A^2}\left\{\left(\frac{1}{k} - 1\right)^2 + \left(1 - \frac{A}{O}\right)^2 + 0{,}007\,\frac{S\,L}{A}\right\} h.$$

Derselbe ist also abhängig von der Druckhöhe h und es bezeichnet in der Formel S den benetzten Umfang der Rohrleitung d, während 0,007 der Coefficient der Reibung und L die Länge der Rohrleitung bezeichnet.

Nun ist in unserm Falle $h = 2{,}4$ Meter; $k = 0{,}5$; $k_2 = 0{,}62$; $A = 0{,}1590$ Quadratmeter; $O = 1{,}44$ Quadratmeter; $a = 0{,}040$ Quadratmeter; $L = 47$ Meter und $S = 1{,}4$ Meter und es ergiebt sich nun:

$$H - h = \frac{0{,}62^2 \times 0{,}040^2}{0{,}1590^2}\left\{\left(\frac{1}{0{,}5} - 1\right)^2 + \left(1 - \frac{0{,}1590}{1{,}44}\right)^2 + 0{,}007\,\frac{1{,}4 \times 47}{0{,}1590}\right\} \times 2{,}4 =$$

$$= 0{,}82 \text{ Meter.}$$

Dabei wird die ausfließende Wassermenge per Secunde:

$$Q = k_2\, a \sqrt{2\,g\,h} = 0{,}62 \times 0{,}040 \sqrt{2 \times 9{,}81 \times 2{,}4} = 0{,}170 \text{ Cubikmeter}$$

und die Geschwindigkeit des Wassers in der Rohrleitung

$$\frac{0{,}170}{0{,}159} = 1{,}08 \text{ Meter per Secunde.}$$

Der Gefällverlust wächst, wie das erste Glied des obigen Ausdruckes zeigt, im Quadrat des Verhältnisses $\frac{a}{A}$.

3. Berechnung einer Wasserleitung zu einer Turbine.

Einer Turbine nach Fig. 8 Tafel 22 soll eine Wassermenge von 52 Cubikfuß Schweizer = 1,4 Cubikmeter Wasser per Secunde durch eine Rohrleitung aus einem entfernt stehenden Wasserkasten A zugeführt werden.

Das totale Gefälle von A nach h ist = 15 Meter.

Welche Dimensionen erhält die Rohrleitung, wenn dieselbe möglichst billig ausfallen soll, und welches ist der Gefällverlust von A nach h, wenn die Länge der Rohrleitung 240 Meter beträgt?

Wählt man unter den obwaltenden Umständen die Geschwindigkeit des Wassers in der Rohrleitung zu 2,2 Meter per Secunde (welche Geschwindigkeit als Maximum betrachtet werden kann), so wird der erforderliche Durchmesser der Leitung

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \times 1{,}40}{3{,}14 \times 2{,}2}} = 0{,}90 \text{ Meter.}$$

Wäre dieser Durchmesser zufällig etwas größer oder kleiner geworden, so hätte man nichtsdestoweniger die gerade Zahl von 0,90 Meter gewählt, da die gewöhnlich im Handel erhältlichen Blechtafeln gerade für dieses Maß ausreichen, ohne daß nutzlose Abschnitte entfallen.

Ist nun das Einlaufstück trichterförmig erweitert, so daß der ein-

tretende Wasserstrahl nach der natürlichen Zusammenziehung (Contraction) geformt ist, so wird der Eintrittswiderstand

$$x = (1 + 0{,}2)\frac{v^2}{2g} = 1{,}2\,\frac{2{,}2^2}{2 \times 9{,}81} =$$

$$= 0{,}30 \text{ Meter Druckhöhe oder Gefällverlust.}$$

Der Gefällverlust per laufenden Meter Rohrleitung wird, da der Coefficient $\frac{b_1}{R}$ nach § 168 $= 2 \times 0{,}000521 = 0{,}001042$ ist:

$$I = 0{,}001042\, v^2 = 0{,}001042 \times 2{,}2^2 = 0{,}005043 \text{ Meter.}$$

Also der Gefällverlust für 240 Meter Rohrlänge

$$= 240 \times 0{,}005043 = 0{,}3028 \text{ Meter.}$$

Bei 1 Meter Geschwindigkeit des Wassers in der Leitung wäre dagegen dieser Gefällverlust nur

$$I = 0{,}001042 \times 1^2 = 0{,}001042 \text{ Meter}$$

oder für 240 Meter Länge

$$= 240 \times 0{,}001042 = 0{,}0625 \text{ Meter.}$$

Der Knieröhrenwiderstand ergiebt sich nach § 174 zu 0,03 Meter für ein Knie.

Die Summe der Gefällverluste beträgt sonach

a) Eintritt-Widerstand . .	0,30	Meter Gefällverlust.
b) Reibung in der Leitung	0,3028	„ „
c) Knieröhren-Widerstand .	0,0600	„ „
Totaler Gefällverlust	0,6628	Meter.

Das in der Turbine zur Wirkung gelangende Nutzgefälle ist also $15 - 0{,}663 = 14{,}33$ Meter.

4. Gefällgewinnung durch Vermehrung des Gefälles im Ablaufgraben.

Bei einer bestehenden Turbinen-Anlage nach Fig. 8 Tafel 22 in Beispiel 2) hat sich durch Ankauf eines Stückes Land die Möglichkeit ergeben, das Gefälle des Abzuggrabens um 0,5 Meter zu erhöhen, resp. den Graben so viel tiefer zu legen. Bauliche Verhältnisse und die bereits bestehende Turbinen-Anlage verhindern aber eine Tieferlegung der Wasserstube und es entsteht daher die wichtige Frage, ob unter diesen Umständen das gewonnene Gefälle ausgenützt werden kann, indem man nur dem Ablaufgraben ein um 1,5 Meter größeres Gefälle auf eine verhältnißmäßig kurze Strecke giebt oder aber denselben bis an die Wasserstube (nach der punktirten Linie y Fig. 8) so viel tiefer legt.

Die Beantwortung dieser Frage hängt ganz davon ab, ob der Wasserspiegel im Turbinenhause sich wesentlich tiefer stellen läßt, ohne den Boden an dieser Stelle tiefer zu legen. Ist die Wassertiefe im Turbinenhause verhältnißmäßig klein, so ist die Vermehrung des Gefälles durch Schieferlegen des Canales ohne gleichzeitiges Tieferlegen des Bodens im Turbinenhause von vorn herein nicht möglich.

Ist dagegen die Wassertiefe im Turbinenhause unter der Turbine bedeutend, so läßt sich durch eine größere Neigung des Ablaufcanales außerhalb des Turbinenhauses das effective Gefälle vermehren, ohne daß man den Boden des Turbinenhauses tiefer legt.

Wieviel sich aber der Wasserspiegel im Turbinenhause und somit die Turbine selbst tiefer legen läßt, hängt von den Dimensionen der Wasserstube in erster Linie ab und soll dieses an einem Beispiele nachgewiesen werden, welches der Wirklichkeit entnommen ist.

Die Turbine consumirt ein Wasserquantum von 4 Cubikmeter Wasser per Secunde. Der Ablaufgraben hat 6 Quadratmeter Querschnitt bei einer Breite von 4 Meter und einer Wassertiefe von 1,5 Meter, und es beträgt somit die Geschwindigkeit des Wassers in demselben $\frac{4}{6}$ = 0,666 Meter per Secunde.

Die Tiefe des Wasserspiegels im Turbinenhause ist 1,8 Meter und der untere Rand der Girardturbine liegt während des Ganges unmittelbar über dem Wasserspiegel.

Auf eine Länge von 50 Meter kann nun dem Ablaufcanale ein Mehrgefälle von 0,50 Meter, also ein totales Gefälle auf diese Länge von 0,50 + 0,10 = 0,60 Meter ertheilt werden, wonach man nach § 140 zur Bestimmung der mittlern Geschwindigkeit, welche das Wasser im Canale bei diesem Gefälle annimmt, hat:

$$r_1 = \frac{a}{p + w} = \frac{6}{7 + 4} = 0{,}545.$$

und es ergiebt sich sodann, da der Werth des Coefficienten k = 8,289 und β = 0,879 ist (siehe § 138), die mittlere Geschwindigkeit zu:

$$v = \beta k \sqrt{r_1 \sqrt{s}} = 0{,}879 \times 8{,}289 \sqrt{0{,}545 \sqrt{0{,}012}} =$$
$$= 1{,}785 \text{ Meter per Secunde.}$$

Bei dieser großen Geschwindigkeit sinkt nun der Wasserstand im Ablaufcanale sofort um ein bedeutendes und zwar wird der Querschnitt des Wasserkörpers $= \frac{Q}{v} = \frac{4}{1{,}785} = 2{,}23$ Quadratmeter und die Wassertiefe $= \frac{F}{B} = \frac{2{,}23}{4} = 0{,}557$ Meter.

Dieß ist indessen noch nicht die wirklich im Ablaufcanale eintretende mittlere Geschwindigkeit, da durch die erhaltenen veränderten Querschnittsdimensionen des Wasserkörpers im Canale die bei der Berechnung der Geschwindigkeit gemachten Voraussetzungen nicht mehr richtig sind. Die Rechnung muß daher wiederholt werden, indem man für r_1 die erhaltenen Dimensionen einsetzt.

Es wird nun

$$r_1 = \frac{a}{p+w} = \frac{2{,}23}{5{,}1+4} = 0{,}245$$

und

$$v = 0{,}879 \times 8{,}289 \sqrt{0{,}245 \sqrt{0{,}012}} = 1{,}019 \text{ Meter},$$

und ferner:

$$\frac{Q}{v} = \frac{4}{1{,}019} = 3{,}9 \quad \text{und} \quad \frac{F}{B} = \frac{3{,}9}{4} = 0{,}975 \text{ Meter Wassertiefe.}$$

Dieß stimmt aber mit den Voraussetzungen zu der eben gemachten Rechnung wieder nicht und es muß die Rechnung noch einmal mit Einsetzung der zuletzt erhaltenen Werthe wiederholt werden.

Man erhält

$$r_1 = \frac{a}{p+w} = \frac{3{,}9}{5{,}95+4} = 0{,}39$$

und

$$v = 0{,}879 \times 8{,}289 \sqrt{0{,}39 \sqrt{0{,}012}} = 1{,}52 \text{ Meter.}$$

und es wird nun

$$\frac{Q}{v} = \frac{4}{1{,}52} = 2{,}63 \quad \text{und die Wassertiefe} \quad 1 = \frac{F}{B} = \frac{2{,}63}{4} = 0{,}66 \text{ Meter.}$$

Auch dieses Ergebniß stimmt mit den gemachten Voraussetzungen noch nicht überein, doch zeigt eine Vergleichung der beiden letzten Rechnungen, daß die wirklich eintretende Wassertiefe zwischen 0,66 und 0,975 Meter liegen muß.

Nimmt man daher, um schneller zu dem wirklichen Werth der eintretenden Wassertiefe zu gelangen, dieselbe zu 0,75 Meter an und wiederholt mit Zugrundlegung derselben die Bestimmung der mittlern Geschwindigkeit, so wird

$$r_1 = \frac{3}{5{,}5+4} = 0{,}315$$

und $$v = 7{,}28 \sqrt{0{,}315 \sqrt{0{,}012}} = 1{,}35 \text{ Meter per Secunde.}$$

ferner $$\frac{Q}{v} = \frac{4}{1{,}35} = 3$$

und die gesuchte Wassertiefe

$$t = \frac{F}{B} = \frac{3}{4} = 0{,}75 \text{ Meter.}$$

Dieses ist mithin die thatsächliche Wassertiefe in dem erneuerten Canale, und da dieselbe um $1{,}5 - 0{,}75 = 0{,}75$ Meter kleiner ist, kann der Wasserstand im Turbinenhause um volle 0,75 Meter tiefer sinken, wenn man die Weite des Ablaufcanales bei der Austrittstelle groß genug wählt.

Es ergiebt sich somit das eigenthümliche Factum, daß man durch richtige Verwendung eines Gefälles von 0,50 Meter im Ablaufgraben 0,75 Meter effectives Gefälle im Turbinenhause gewinnen kann, was im ersten Augenblicke wohl unglaublich erscheint. Es ist also vortheilhafter, einem Ablaufgraben ein größeres Gefälle zu geben, als dieß in der Regel geschieht, da man dabei ein größeres Nutzgefälle durch einen tiefer liegenden Unterwasserspiegel erhält.

Nun ist noch die erforderliche Breite des Ablaufcanales aus dem Turbinenhause zu bestimmen. Diese Breite muß nämlich wesentlich größer sein, als diejenige des Canales in seinem weitern Verlaufe, und kann nach den Regeln des § 76 berechnet werden. Das Wasser im Turbinenhause unter der Turbine ist vorerst stagnirend, d. h. ohne Bewegung in einer bestimmten Richtung oder nach dem Ablaufcanale, muß also so betrachtet werden, als ob es durch die Seitenwand eines Gefäßes ausfließen würde. Nimmt man nun an, daß die Ablauföffnung in der Wasserstube kleiner ist als die Breite der letztern, so findet auf zwei Seiten Contraction statt; es ist der Coefficient für den Austritt $= 0{,}664$ und die abfließende Wassermenge per Secunde

$$M = 0{,}664 \frac{2h}{3} B \sqrt{2gh};$$

woraus sich ergiebt die erforderliche Breite B der Ausflußöffnung

$$B = \frac{M}{0{,}664 \frac{2h}{3} \sqrt{2gh}} = \frac{4}{0{,}664 \frac{2 \times 0{,}75}{3} \sqrt{19{,}6 \times 0{,}75}} = 3{,}15 \text{ Meter.}$$

Diese Breite ist also noch etwas geringer als diejenige des Ablaufcanales selbst, doch ist es rathsam, dieselbe auf die Breite des Canales, also auf 4 Meter zu erhöhen.

5. Anschauliche Darstellung der Druckverhältnisse in einer Rohrleitung mit freiem Ausfluß.

Aus einem Reservoir A Fig. 263 Tafel 35 fließt das Wasser durch eine horizontale Rohrleitung unter einer Druckhöhe von $h = 10$ Meter aus. Welches ist die Ausflußgeschwindigkeit v oder die Durchflußgeschwindigkeit bei den in der Zeichnung angegebenen Dimensionen der Rohrleitung und welches sind die Höhen $h - h_1$, $h - h_2$ ꝛc., bis zu welchen das Wasser in den bei c, d, e und f angebrachten verticalen Zweigröhren steigt?

Denkt man sich die Rohrleitung bei i verschlossen, so ist leicht ersichtlich, daß das Wasser in den Seitenröhren c, d, e, f auf eine und dieselbe Höhe und zwar auf diejenige des Wasserspiegels im Reservoir A ansteigen würde. Sowie aber das Wasser aus der Leitung ungehindert ausströmt, sinken die Wasserspiegel in diesen Seitenröhren sofort unter das Niveau des Reservoirs und zwar wird diese Senkung h_1, h_2, h_3, h_4 um so größer sein, je weiter diese Röhren vom Reservoir entfernt liegen. Die Senkung wird ferner derart beschaffen sein, daß alle Wasserspiegel in c, d ꝛc. in einer geraden Linie p q liegen, die sich immer weiter von der Horizontalen l m entfernt. Durch den Eintritt des Wassers in die Rohrleitung wird eine Druckhöhe absorbirt, um dem Wasser die Geschwindigkeit v zu ertheilen. In einer unmittelbar unterhalb der Eintrittstelle in die Rohrleitung angebrachten Seitenröhre t wird daher das Wasser bereits nicht mehr bis zur Höhe des Wasserspiegels im Reservoir ansteigen, sondern es senkt sich der Wasserspiegel in dieser Röhre beim Beginn des Wasserausflusses um eine Höhe $z = \frac{v^2}{2g}$, wenn v die Geschwindigkeit des Wassers im Rohre bezeichnet. Um aber das Wasser vom Einlaufe bis zu der Stelle des Ansatzrohres c, d ꝛc. zu treiben, d. h. um die auf diesem Wege vorhandenen Reibungswiderstände zu überwinden, ist eine weitere Druckhöhe erforderlich, die von der Länge der Rohrleitung bis zu diesen Stellen abhängt und sich durch $\frac{l}{d} \cdot k_2 \frac{v^2}{2g}$ ausdrücken läßt, wenn $\frac{l}{d}$ das Verhältniß von Länge und Durchmesser der Rohrleitung und k_2 den Reibungs-Coefficienten bezeichnet, welcher für verschiedene Geschwindigkeiten variirt und in der untenfolgenden Tabelle folgt.

Zu diesen Druckhöhenverlusten kommt noch ein weiterer beim Eintritt

des Wassers in die Leitung, wo starke Contraction stattfindet ($k = 0{,}5$), wenn sich das Rohr ohne Erweiterung ans Reservoir A anschließt.

Dagegen wird der Contractions-Coefficient sehr klein und zwar $k = 0{,}2$ bis $0{,}1$, wenn man das Einlaufstück trichterförmig erweitert nach der Form des zusammengezogenen Strahles. In unserm Falle wollen wir $k = 0{,}5$ setzen.

Die Druckhöhe besteht demnach aus verschiedenen Theilen, und zwar aus:

1) Druckhöhe zur Ueberwindung der Contraction: $h_{II} = \frac{0{,}5\, v^2}{2g}$.

2) „ „ „ „ Reibung: $h_{III} = k_2 \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}$.

3) „ „ Erzeugung von v: $= \frac{v^2}{2g}$.

Es ist also das totale erforderliche Gefälle h zur Erzeugung der Geschwindigkeit v

$$h = \left(\frac{v^2}{2g} + 0{,}5\frac{v^2}{2g} + k_2 \frac{l}{d}\frac{v^2}{2g}\right) = \left(1 + k + k_2 \frac{l}{d}\right)\frac{v^2}{2g}$$

und

$$v = \frac{\sqrt{2gh}}{\sqrt{1 + k + k_2 \frac{l}{d}}},$$

wobei der Coefficient k_2 für nicht gar zu lange Rohrleitungen aus folgender Tabelle von Weißbach entnommen werden kann.

Für	v =	0,1	Meter	wird	$k_2 = 0{,}0679$;
„	v =	0,2	„	„	$k_2 = 0{,}0522$;
„	v =	0,3	„	„	$k_2 = 0{,}0453$;
„	v =	0,5	„	„	$k_2 = 0{,}0383$;
„	v =	0,6	„	„	$k_2 = 0{,}0362$;
„	v =	0,8	„	„	$k_2 = 0{,}0333$;
„	v =	1,0	„	„	$k_2 = 0{,}0313$;
„	v =	1,5	„	„	$k_2 = 0{,}0282$;
„	v =	2,0	„	„	$k_2 = 0{,}0263$;
„	v =	3	„	„	$k_2 = 0{,}0242$;
„	v =	5	„	„	$k_2 = 0{,}0220$;
„	v =	8	„	„	$k_2 = 0{,}0204$;
„	v =	12	„	„	$k_2 = 0{,}0192$;
„	v =	20	„	„	$k_2 = 0{,}0182$.

Es wird nun in unserm bei h = 10 Meter die Geschwindigkeit v annähernd 13 Meter;

$$v = \frac{\sqrt{2 \times 9{,}81 \times 10}}{\sqrt{1 + 0{,}5 + 0{,}0190 \frac{510}{0{,}5}}} = 4{,}0 \text{ Meter.}$$

Da dieses nach der ersten Annahme von v zur Bestimmung des Coefficienten k_2 nicht stimmt und nach dem Ergebniß der Formel der letztern offenbar zu groß angenommen wurde, so wird der wirkliche Werth von v unter 4 liegen. Nehmen wir als zweiten Versuch v = 2,7 Meter an, so wird

$$k_2 = 0{,}0242 \quad \text{und} \quad v = \frac{\sqrt{2 \times 9{,}81 \times 10}}{\sqrt{1 + 0{,}5 \times 0{,}0242 \frac{510}{0{,}5}}} = 2{,}74 \text{ Meter.}$$

Dieser Geschwindigkeit entspricht aber nur eine Druckhöhe von 0,38 Meter und es geht daher das ganze Gefälle von 10 — 0,38 = 9,62 Meter zur Ueberwindung der Widerstände verloren, und zwar ist

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{2{,}74^2}{2 \times 9{,}81} \ldots\ldots = 0{,}383 \text{ Meter Druckhöhe,}$$

$$0{,}0 \frac{v^2}{2g} \ldots\ldots = 0{,}190 \quad \text{„} \quad \text{„}$$

$$k_2 \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} = 0{,}0242 \frac{510}{5} \times 0{,}383 = 9{,}460 \quad \text{„} \quad \text{„}$$

10,033 Meter Druckhöhe.

Die oben angegebenen Coefficienten k_2 zur Berechnung der Reibung sind Weißbachs Angaben entnommen, doch sind dieselben nicht ganz mit den Darcy-Bazin'schen Resultaten übereinstimmend, geben vielmehr die Reibungsverluste kleiner an. Die obige Berechnungsweise ist überall da mit großem Vortheil anzuwenden, wo es sich um größere Geschwindigkeiten und nicht gar zu lange Rohrleitungen, etwa bis zu 20 à 40 Meter Länge handelt. Bei größern Leitungen dagegen wird man die Druckhöhenverluste durch Reibung besser nach Darcy's Angaben berechnen, da dieselben auf sorgfältige und zahlreiche Versuche gestützt sind. Nach § 168 ist für unsern vorliegenden Fall für eine Leitung von 0,50 Meter Diameter und eine Geschwindigkeit von 2,7 Meter das erforderliche Gefälle per laufenden Meter

$$I = 0{,}004256\, v^2 = 0{,}004256 \times 2{,}7^2 = 0{,}0304$$

oder für 500 Meter Länge = 15,2 Meter, d. h. das Wasser würde erst bei 15,2 Meter Gefälle mit der Geschwindigkeit von 2,7 Meter aus der Leitung ausfließen.

Was nun die Pressungsverhältnisse an verschiedenen Stellen der Rohrleitung anbelangt, so folgt aus der gegebenen Darstellung, daß der Werth $k\frac{l}{d}\frac{v^2}{2g}$ mit der Entfernung vom Einlaufe wächst, daß daher die Pressungshöhe mit dieser Entfernung abnimmt und zwar in der Weise, daß diese Abnahme der Distanz vom Einlaufe proportional ist. Am Ende der Rohrleitung, wo die Summe der Gefällverluste dem totalen Gefälle h gleichkommt, findet daher bei freiem Ausflusse gar kein Druck auf die Wandung des Rohres statt, außer demjenigen nach abwärts, den es vermöge seines Gewichtes ausübt. Je mehr man sich aber von der Ausflußöffnung entfernt, um so bedeutender wird der Druck auf die Rohrwandung, um so höher wird das Wasser in den aufgesetzten Zweigröhren ansteigen. Es ergiebt sich daraus das wichtige Gesetz:

6. Gesetz des Wasserdruckes in Bewegung befindlicher eingeschlossener Wassermassen.

„Der Druck, welchen eine in einem geschlossenen Canale fließende „Wassermenge auf eine Stelle der Wandung ausübt, ist gleich dem Ge„wicht einer Wassersäule von der Länge = der Druckhöhe, weniger der„jenigen Pressungshöhe, welche zur Erzeugung der Geschwindigkeit des „Wassers an dieser Stelle erforderlich ist, sowie weniger der Druckhöhe, „die zur Ueberwindung sämmtlicher hydraulischer (Contractions- und „Reibungs-Widerstände vom Einlauf bis zu der betrachteten Stelle zu „überwinden sind," d. h. gleich dem Gewicht einer Wassersäule von der Höhe des Gefälles

$$H - \frac{v^2}{2g} - k\frac{v^2}{2g} - k_2\frac{l}{d}\frac{v^2}{2g}.$$

Bewegt sich das Wasser in einer Leitung mit rechtwinkligem Querschnitt von der Breite b und Tiefe a, so tritt an die Stelle des Werthes $k_2\frac{l}{d}$ derjenige $k_2\frac{(a+b)l}{2ab}$.

7. Anwendung der negativen Pressung in einer Rohrleitung zum Fördern des Wassers.

Aus der obigen Darstellung geht hervor, daß die Wandung einer Rohrleitung keinen Druck auszuhalten hat, wenn für diese Stelle der

Werth $\frac{v^2}{2g}$ nebst den Eintritts- und Reibungswiderständen des Wassers bis zu dieser Stelle dem Gefälle oder der Druckhöhe gleich ist.

Fällt aber der Werth $\left(1+k+k_2\frac{l}{d}\right)\frac{v^2}{2g}$ größer aus als der Werth der Druckhöhe H, so hat die Wandung an der betreffenden Stelle einen negativen Druck oder eine Pressung von außen auszuhalten. Die Erzeugung eines solchen von außen nach innen gerichteten Druckes ist aber nur dadurch möglich, daß die Geschwindigkeit v des Wassers durch irgend eine Ursache über $\sqrt{2gh}$ hinaus beschleunigt wird, was nur auf Kosten der lebendigen Kraft des Wassers in der Rohrleitung möglich ist, oder mit andern Worten: Eine Beschleunigung des Wassers über $\sqrt{2gh}$ ist nur auf Kosten des durchfließenden Wasserquantums möglich, so daß, wenn man den Querschnitt an der verengten Stelle (wo die größere Geschwindigkeit eintritt) mit a_1, und die Geschwindigkeit an derselben mit v_1 bezeichnet, der Werth $a_1 v_1$ kleiner ist als $a\sqrt{2gh}$, so daß durch Benützung der negativen Pressung bei a_1 zum Ansaugen oder Heben von Wasser auf eine bestimmte Höhe die Maximalarbeit der Wasserkraft immerhin (in Folge der vermehrten Reibungs- und Contractions-Widerstände) kleiner ausfällt als $1000\,Q\,h = 1000 \times a \times v\frac{v^2}{2g}$.

Fließt z. B. aus dem Reservoir A Fig. 283 Tafel 36 das Wasser durch eine offene Rohrleitung B ab, in welcher man sich vorerst die Verengung a_1 bei h wegdenkt, so fließt (bei Vernachlässigung der Nebenhindernisse) das Wasser am Ende der Leitung mit der Geschwindigkeit $v = \sqrt{2gh}$ aus.

Bringt man nun aber bei f eine wesentliche Verengung a_1 des Rohrquerschnittes an, so wird es sich fragen, mit welcher Geschwindigkeit v_1 das Wasser an dieser Stelle durchfließt. Wäre nämlich das Rohr an der verengten Stelle abgeschnitten, so ist klar, daß das Wasser nur mit der Geschwindigkeit $v_1 = \sqrt{2gh}$ ausfließen könnte. Die Fortsetzung des Rohres bildet aber ein Ansatzrohr und dieses ändert gänzlich die Verhältnisse.

Das Wasser wird nach dem Durchgange durch die Verengung das Bestreben haben, mit der Geschwindigkeit v_1 im Querschnitt a der Verlängerung fortzugehn, wodurch ein Nachsaugen des Wassers durch die Verengung a_1 stattfindet, also die Geschwindigkeit v_1 vergrößert wird. Hat nun der Ansatz eine ziemlich bedeutende Länge, so daß das Wasser Zeit hat, den Ueberschuß der entwickelten lebendigen Kraft, d. h. den

Ueberschuß der in der Verengung erzeugten Geschwindigkeit an das Wasser im weitern Rohrquerschnitte a abzugeben, so bildet die Verengung bei a_1 keine Ursache der Verminderung der Austrittsgeschwindigkeit am Ende der Rohrleitung (abgesehn von den Nebenhindernissen, die dadurch natürlich vermehrt werden).

Das Wasser fließt vielmehr am Ende der Leitung mit der Geschwindigkeit $v = \sqrt{2gh}$ aus und es wird sonach die Durchflußgeschwindigkeit in dem verengten Theile um so größer, als der Querschnitt a größer ist als a_1. Ist $a_1 = \frac{1}{2}a$, so wird $v_1 = 2v$ und es entsteht daher bei a_1 eine negative Pressung, welche ausgedrückt wird durch eine Wassersäule von der Höhe $\frac{(v_1 - v)^2}{2g}$, d. h. in unserm Falle für $a = 2a_1$, von $\frac{v^2}{2g} = h$.

Läßt man daher an dieser Stelle ein Rohr C einmünden, so wird das Wasser in demselben auf eine Höhe $\frac{(v_1 - v)^2}{2g}$ emporgesogen, wenn diese Höhe nicht größer ist, als der Wasserbarometerstand von 10,33 Meter. In der Praxis wird aus bekannten Gründen diese Höhe nicht über 6 bis 8 Meter.

Durch das Ansaugen des Wassers durch C wird natürlich ein Theil der Geschwindigkeit v_1 consumirt, d. h. die gesammte aus dem Reservoir A abfließende Wassermenge vermindert und es sind die Verhältnisse der Rohrquerschnitte a, a_1 und C so zu wählen, daß sie einer Nutzleistung zwischen 30 und 60 % entsprechen.

Am einfachsten ist es, das Saugrohr C mit einer Klappe zu versehn, um das angesaugte Wasserquantum beliebig reguliren und den wirklich eintretenden Spannungsverhältnissen anpassen zu können. Das Ansaugen des Wassers wird wesentlich begünstigt, wenn man dem Rohre unterhalb der Verengung eine conisch erweiterte Form giebt.

Die genauen Dimensionen einer solchen Saugvorrichtung durch Rechnung zu bestimmen, ist nicht möglich; doch erhält man genügende Annäherung bei Zugrundelegung der Bedingung, daß die angesaugte Wassermenge und deren Geschwindigkeit nur so groß sein kann, daß das Product $Q_1 h_1$ der geförderten Wassermenge dem Producte Q h gleichkommt. In Wirklichkeit kann $Q_1 h_1$ wegen der Nebenhindernisse und des Verlustes $\frac{v_2}{2g}$, mit welchem das Wasser das Ende der Leitung verläßt, nicht größer werden als 0,3 bis 0,6 Q h. Je mehr man das Rohr

unterhalb a_1 trichterförmig erweitert, um so geringer wird v oder $\frac{v^2}{2g}$ und um so günstiger die Nutzleistung der Vorrichtung.

Etwas anschaulicher werden die dießbezüglichen Verhältnisse durch die Anordnung Fig. 282 Tafel 36.

An welcher Stelle der Rohrleitung und in welcher Höhe unter dem Niveau des Oberwasserspiegels die verengte Stelle des Querschnittes sich befindet, hat auf die Stärke der negativen Pressung oder der saugenden Kraft keinen Einfluß, da die Geschwindigkeitsverhältnisse bei Veränderung der Lage der Querschnittsverengung ganz dieselben bleiben.

Die Querschnitte a a_1 sollen möglichst wenig plötzlich in einander übergehn, um alle Stoßverluste zu vermeiden, und ebenso soll das Saugrohr möglichst in der Bewegungsrichtung des Wassers eintreten.

Die Firma Nagel und Kaemp in Hamburg hat in neuerer Zeit dieses Princip der Wasseransaugung practisch verwerthet zur Entleerung von Baugruben und zur künstlichen Erhöhung des Gefälles bei hydraulischen Motoren während der Zeit der Stauwasser, wo eine größere Wassermenge zur Verfügung steht, als der Motor consumirt. Als sogenannte Wasserstrahlpumpe war ein solcher Apparat im Jahre 1873 in Wien ausgestellt.

Welches Wasserquantum z. B. mit einem disponiblen Gefälle von 5 Meter und einem Wasserquantum von 0,400 Cubikmeter per Secunde auf eine Höhe von 2 Meter gehoben werden kann, folgt aus dem Güteverhältniß der Vorrichtung, die wir zu 0,30 des entwickelten Effectes annehmen wollen. Es ist nämlich das Product

$$Q_1 h_1 = 0{,}30\, Q\, h = 0{,}30 \times 0{,}400 \times 5 = 0{,}6,$$

also $Q_1 = \frac{0{,}6}{h_1} = \frac{0{,}6}{2} = 0{,}30$ Cubikmeter per Secunde. Die Geschwindigkeit des Wassers im Saugrohre würde dabei $v_2 = \sqrt{2gh_1}$ und der Querschnitt des Saugrohres $F_2 = \frac{Q_1}{\sqrt{2gh_1}} = \frac{0{,}30}{\sqrt{19{,}6 \times 2}} = \frac{0{,}30}{6{,}27} =$

$= 0{,}0478$ Quadratmeter und der Durchmesser $d_2 = 0{,}25$ Meter.

Ferner müßte der größte Querschnitt des unterhalb der Verengung befindlichen Rohrtheiles so groß sein, um die wirkende und die geförderte Wassermenge auffassen zu können. Es sind dazu die Querschnitte

$$a = \frac{Q}{\sqrt{2gh}} \quad \text{und} \quad \frac{Q_1}{\sqrt{2gh_1}}$$

oder von

$$\frac{0{,}40}{\sqrt{19{,}6 \times 5}} + \frac{0{,}30}{\sqrt{19{,}6 \times 2}} = 0{,}052 \text{ Quadratmeter}$$

erforderlich, welchem ein größter Durchmesser d von 0,254 Meter entspricht.

Die Geschwindigkeit im Querschnitte a_1 dagegen müßte um $^2/_5$ größer, der Querschnitt also um $^2/_5$ kleiner sein, als der oben berechnete Querschnitt a.

Eine nähere Betrachtung der Sache wird aber sogleich zeigen, daß das Saugrohr nicht mit seinem großen Querschnitte in a_1 bei o einmünden kann. Das Wasser Q_1 muß vielmehr mit einer Geschwindigkeit in a_1 eingeführt werden, welche der Geschwindigkeit des dort durchfließenden Wassers entspricht. Diese ist aber nach dem obigen $v_1 = \frac{1}{5}\sqrt{2gh} = \frac{1}{5}\sqrt{19{,}6 \times 5} = 13{,}8$ Meter und es soll daher das Saugrohr C sich nach der Eintrittstelle hin conisch verengen, so daß die Eintrittmündung den Querschnitt $\frac{Q}{13{,}8} = \frac{0{,}30}{13{,}8} = 0{,}021$ Quadratmeter hat.

Damit aber der Querschnitt a_1 nicht zu sehr verengt werde, ist es erforderlich, den Querschnitt a_1 nach stattgehabter Ansaugung erweitern zu können, wie dieß beim Giffard'schen Dampf-Injector der Fall ist.

Die lebendige Kraft ausfließender Wasserstrahlen läßt sich ebenfalls zum Ansaugen von Wasser aus Baugruben, Kellern u. s. w. verwenden.

Läßt man z. B. nach Fig. 280 Tafel 36 einen unter hohem Wasserdrucke ausfließenden Wasserstrahl (z. B. aus einer städtischen Wasserleitung) durch ein Rohr e aus der Düse a austreten, an welche sich concentrisch das sich conisch erweiternde Rohr c anschließt, so sprüht das aus der Düse tretende Wasser in das conische Rohr hinein und strebt dasselbe auszufüllen und die ganze conische Wassersäule im Rohr c vorwärts zu schieben.

Dadurch entsteht aber hinter der Düse a im Raume g eine Luftverdünnung, in Folge welcher das Wasser durch das Saugrohr h_2 angesaugt wird.

Das angesaugte Wasser tritt durch das sich conisch verengende Rohrstück g rings um die Düse a herum in das Rohr c herein und erleichtert das Saugen, indem es eine bessere Ausfüllung von c bewirkt.

Ein solcher Saugapparat saugt sehr kräftig Wasser auf, so lange die Ausflußgeschwindigkeit v des aus der Düse austretenden Wassers größer ist als die Geschwindigkeit v_2, welche der Saughöhe h als Druckhöhe entsprechen würde.

Ist der Werth v wesentlich größer als v_2, so darf der ringförmige Raum um die Düse herum weiter sein, so daß eine größere Wassermenge angesaugt wird.

Ist dagegen v nicht viel größer als v_2, so muß dieser ringförmige Raum sehr enge sein, damit nur wenig Wasser aus g nach c übertreten kann, indem sonst ein Ansaugen gar nicht stattfinden könnte.

Man wird sich dieß leicht dadurch klar machen, daß man sich vorstellt, das aus der Düse austretende Wasser vermenge sich mit dem angesaugten Wasser und es bewege sich dieses Gemenge mit einer Geschwindigkeit in c fort, welche anfänglich die Mitte halte zwischen den beiden Geschwindigkeiten v und v_2.

Man wird nach einigem Nachdenken bald finden, daß das Product der aus der Düse fließenden Wassermenge mit dem Werth $\frac{v^2}{2g}$ um soviel größer sein muß, als das Product der angesaugten Wassermengen mit dem Werth $\frac{v^2}{2g} = h$, als zum Ueberwinden sämmtlicher Reibungswiderstände und Stoßverluste erforderlich ist.

Ist Q die ausfließende und Q_2 die angesaugte Wassermenge, so soll sein

$$Q\frac{v^2}{2g} > Q_2\frac{v_2^2}{2g},$$

und zwar kann man Versuchen zufolge die Nutzleistung eines solchen Saugapparates zu circa 30 % annehmen, so daß also sein muß

$$Q\frac{v^2}{2g} = 3\,Q_2\frac{v_2^2}{2g}.$$

Dabei ist noch vorausgesetzt, daß das conische Rohr c lang und vorn weit genug sei, damit die lebendige Kraft des ausfließenden Wassers möglichst vollständig ausgenutzt werde, resp. die Ausflußgeschwindigkeit am Ende des Rohres möglichst klein sei.

Wenn der Apparat gut wirken soll, müssen die Querschnitte der beiden concentrischen Ausflußdüsen regulirt werden können; denn es compliciren sich bei genauer Betrachtung der Sache die Verhältnisse in einer Weise, daß die günstigsten Dimensionen durchaus nicht a priori durch Rechnung festgesetzt werden können.

In Folge der Rückwirkung der geförderten Wassermasse vermindert sich auch die Ausflußgeschwindigkeit des Druckwassers und es sind daher die richtigen Querschnitte der Düsen nur durch Probiren ausfindig zu machen.

Wer sich für die Sache näher interessirt, beliebe sich gefälligst an den Verfasser zu wenden, welcher augenblicklich mit dießbezüglichen Versuchen beschäftigt ist.

Auf einen wichtigen Punkt soll hier noch aufmerksam gemacht werden.

Es kann nämlich auch mit einem kleinern Gefälle Wasser auf eine Höhe angesaugt werden, welche größer als das dazu benutzte Gefälle ist, sobald die Dimensionen der Düsen richtig gewählt werden und solange die Saughöhe kleiner als 7 bis 8 (theoretisch 10) Meter ist.

Daß aber um so weniger Wasser angesaugt wird, je größer die Saughöhe im Verhältniß zur Druckhöhe ist, und daß auch (ähnlich wie beim hydraulischen Widder) das Güteverhältniß des Apparates in demselben Maße kleiner wird, ist selbstverständlich.

Um in diesem letztern Falle Wasser ansaugen zu können, muß der Apparat aber die Einrichtung haben, welche Fig. 281 Tafel 36 dargestellt ist.

Das aus der Düse austretende Druckwasser kann nämlich dem zu fördernden Wasser keine größere Geschwindigkeit ertheilen, als dem Nutzgefälle entspricht. Diese Geschwindigkeit genügt nun aber nicht, um das Wasser auf die größere Saughöhe anzusaugen.

Aus diesem Grunde muß eine zweite Düse s r eingeschaltet werden, deren Querschnitt so zu wählen ist, daß die oben geförderte Wassermenge die Düse mit einer um so viel größern Geschwindigkeit durchfließen muß, als zur Ueberwindung der Förderhöhe erforderlich ist.

Natürlich wird dafür auch weniger Wasser gefördert.

Versuche des Verfassers mit einem Wassersaug-Apparat.

Bei dem hohen Seestande des vergangenen Jahres waren die sämmtlichen Keller des Hotel Stadthof in Luzern vollständig mit Wasser angefüllt, zu dessen Entfernung der Apparat Fig. 280 Tafel 36 in aller Eile sehr roh (provisorisch) ausgeführt wurde.

Die durch einen Hydrantenschlauch aus der städtischen Hochdruck-Wasserleitung gespeiste Düse a hatte eine lichte Weite von 18 Millimeter und einen äußern Durchmesser von 20 Millimeter bei 1 Millimeter Wandstärke.

Die lichte Weite der äußern concentrischen Düse betrug 37 Millimeter.

Folgendes sind die Ergebnisse der angestellten Versuche: Um die Geschwindigkeit des aus der Düse ausfließenden Wassers zu bestimmen, wurde die verticale Steighöhe und die größte Wurfweite des Wasser-

strahles gemessen, weil jede andere Methode ohne weitläufige Vorrichtungen sich als practisch unbrauchbar erwies.

Die gemessene Wurfweite bei 45° Neigung gegen die Horizontale war 28 Meter. Die theoretische Wurfweite um $^1/_4$ größer gerechnet ergiebt 35 Meter. Nun ergiebt sich aus § 14 Formel 1)

$$V^2 = \frac{W \times g}{\sin 2a} = \frac{35 \times 19{,}6}{\sin 90^0} = 686.$$

Also die Ausflußgeschwindigkeit $V = \sqrt{686} = 26{,}2$ Meter per Secunde, bei freiem Austritt aus der Düse a (wenn kein Wasser angesaugt wird).

Die gemessene verticale Steighöhe des frei ausfließenden Strahles war 70 Fuß, und die theoretische Steighöhe um $^1/_3$ größer gerechnet ergiebt 93 Fuß = 28 Meter.

Dieß entspricht einer effectiven Ausflußgeschwindigkeit von

$$v = \sqrt{19{,}6 \times 28} = 23{,}14 \text{ Meter.}$$

Nimmt man nun (zu Ungunsten des Apparates) die größere der gefundenen Geschwindigkeiten, nämlich v = 26 Meter pro Secunde für den freien Ausfluß aus der Düse an und setzt voraus, daß beim Ansaugen von Wasser diese Geschwindigkeit um circa $^1/_8$ vermindert werde, so ergiebt sich für den arbeitenden Apparat der Werth von v zu 23 Metern.

Nun ist der Querschnitt der Düse 2,54 Quadratcentimeter.

Die Düse hat 5° Convergenzwinkel, welchem ein Contractions-Coefficient 0,9 entspricht.

Es ist somit die aus der Düse tretende Wassermenge per Secunde

$$Q = 0{,}9 \times 2300 \times 2{,}54 = 5300 \text{ Cubikcentimeter} = 5{,}3 \text{ Liter.}$$

Der saugende Apparat ergab 150 Liter in 16 Secunden oder $9^1/_2$ Liter pro Secunde, so daß circa $5^1/_2$ Liter Wasser aus der Düse 4 Liter Wasser aus dem Keller gefördert haben.

Die Saughöhe war $3^1/_2$ Meter.

8. Füllung und Entleerung unregelmäßiger Gefäße, Teiche, Schleusen ꝛc.

a. Aus einem Weiher oder Teiche Fig. 262 Tafel 35 von unregelmäßiger Gestalt fließt das Wasser durch eine Oeffnung von rechtwinkligem Querschnitte ab. Es soll nun die Wassermenge bestimmt werden, welche in einer gegebenen Zeit aus dem Teiche abfließt.

Zur Lösung dieser Aufgabe hat man die gegebene Zeitdauer in eine beliebige Anzahl gleicher Intervalle einzutheilen und am Anfange und Ende eines jeden die vorhandene Druckhöhe h zu messen.

Bezeichnet nun:

t die Anzahl Secunden eines Zeitintervalles,

L die Breite und E die Höhe der Ausflußöffnung,

m den Contractions-Coefficienten für den Austritt des Wassers aus dieser Oeffnung,

h_1, h_2, h_3, h_4, h_5 ꝛc. den Wasserstand über der Oeffnung oder die Druckhöhen bei den verschiedenen aufeinanderfolgenden Zeiträumen,

$h_2\,p+1$ den letzten der gemessenen Wasserstände,

$h_2\,p$ den vorletzten,

$h_2\,p-1$ den drittletzten der gemessenen Wasserstände,

so ist die während der ganzen Zeitdauer $n \times t$ abfließende Wassermenge

$$Q = 1{,}476 \times m \times L \times E \times t \times \{\sqrt{h_1} \times \sqrt{h_2\,p+1} + 4(\sqrt{h_2} + \sqrt{h_4} + \sqrt{h_6} + \ldots \sqrt{h_2\,p}) + 2(\sqrt{h_3} + \sqrt{h_5} + \sqrt{h_7} + \ldots\ldots + \sqrt{h_2\,p-1})\}$$ in Cubikmetern.

Hat man z. B. vier Zeitintervalle t von je 45 Secunden, also eine ganze Zeitdauer von 180 Secunden und ist nach:

0″ 45″ 90″ 135″ 180″ Zeitdauer

die Druckhöhe = 1,30 M.; 1,10 M.; 0,81 M.; 0,63 M.; 0,46 M.;

so wird die obige allgemeine Formel:

$$Q = 1{,}476\,m\,L\,E\,t\,\{\sqrt{h_1} + \sqrt{h_5} + 4(\sqrt{h_2} + \sqrt{h_4}) + 2\sqrt{h_3}\}.$$

Ist z. B. m = 0,603; L = 1,00 M.; E = 0,30 M., so wird

$$Q = 1{,}476 \times 1 \times 0{,}30 \times 0{,}603 \times 45 \times \{1{,}14 + 0{,}678 + 4(1{,}048 + 0{,}794) + 2 \times 0{,}900\} = 132 \text{ Cubikmeter.}$$

b. Fließt das Wasser aus einem flachen Teiche von unregelmäßiger Gestalt durch einen Ueberfall ab und bezeichnet:

H_1, H_2, H_3, H_4, H_5 ꝛc. die Druckhöhe über der Schwelle in vier aufeinanderfolgenden Zeiträumen t,

L die Breite des Ueberfalles,

m = 0,405 den mittlern Werth des Contractions-Coeffic. bei Ueberfällen,

so ist die nach der Zeit 4 t ausgeflossene Wassermenge:

$$Q = 0{,}598\,L\,t\,\{H_1\sqrt{H_1} + H_5\sqrt{H_5} + 4(H_2\sqrt{H_2} + H_4\sqrt{H_4}) + 2\,H_3\sqrt{H_3}\}.$$

Ist z. B. nach 0 300 600 900 1200 Secunden

die Druckhöhe 1,0 M.; 0,80 M; 0,62 M; 0,47 M.; 0,33 M.;

so wird für L = 15 Meter:

$$Q = 0{,}598 \times 15 \times 300\,(1 + 0{,}189 + 4\,(1{,}038) + 2 + 0{,}487 = 16993 \text{ Cubikmeter.}$$

c. Hat man in einem Teiche oder einem unregelmäßigen Gefäße die Zeit zu bestimmen, in welcher der Wasserspiegel um eine gewisse Höhe s abnimmt, wenn die Entleerung durch eine beliebige Oeffnung unter Druck erfolgt, so hat man mehrere, z. B. drei aufeinanderfolgende um $\frac{s}{2}$ von einander abstehende Horizontalquerschnitte G_0, G_1, G_2 des Teiches zu bestimmen und die Höhen derselben über dem Centrum der Ablauföffnung zu bestimmen.

Bezeichnet man dieselben mit h_0, h_1, h_2 und ist F der Querschnitt der Austrittöffnung, m der Ausfluß-Coefficient, so wird die Zeit t, in welcher sich der Wasserspiegel um s senkt:

$$t = \frac{s}{6\,m\,F\sqrt{2g}}\left(\frac{G_0}{\sqrt{h_0}} + \frac{4\,G_1}{\sqrt{h_1}} + \frac{G_2}{\sqrt{h_2}}\right).$$

Hat man z. B. den Flächeninhalt der Querschnitte $G_0 = 10000$ Quadratmeter, $G_1 = 7000$ Quadratmeter, $G_2 = 4000$ Quadratmeter, und ist deren Abstand $\frac{s}{2} = 1{,}2$ Meter, also $s = 2{,}4$ Meter, ferner $F = 1{,}2$ Quadratmeter, $m = 0{,}62$, $H_0 = 6$ Meter, $H_1 = 4{,}8$, $H_2 = 3{,}6$ Meter, so wird

$$t = \frac{2{,}4}{6 \times 0{,}62 \times 1{,}2\sqrt{19{,}6}}\left\{\frac{10000}{\sqrt{6}} + \frac{4 \times 7000}{\sqrt{4{,}8}} + \frac{4000}{\sqrt{3{,}6}}\right\} =$$
$$= 2283 \text{ Secunden.}$$

d. Hat man im obigen Falle die in der Zeit t abgeflossene Wassermenge zu bestimmen, so ergiebt sich dieselbe durch Ableitung der im obigen Beispiel erhaltenen Formel zu

$$Q = \frac{m \,.\, F \,.\, t\sqrt{2g}}{6}\left\{\sqrt{h_0} + 4\sqrt{h_1} + \sqrt{h_2}\right\} = \frac{s}{6}(G_0 + 4\,G_1 + G_2.)$$

Für die Werthe des obigen Beispieles wird:

$$Q = \frac{2{,}4}{6}(10000 + 4 \times 7000 + 4000) = 16800 \text{ Cubikmeter.}$$

e. Eine Schleuse oder ein Reservoir O Fig. 264 Tafel 35 von regelmäßigem Querschnitt soll durch einen Zuflußcanal H mit Schützenöffnung F gefüllt und nachträglich durch eine zweite Schützenöffnung F_2 bei geschlossener Schütze F entleert werden. Welches ist die zum Füllen und Leeren erforderliche Zeit?

Bezeichnet t die Zeit in Secunden zum Anfüllen und t_2 diejenige zum Entleeren, F den Querschnitt in Quadratmetern der Schütze F und F_2 denjenigen der Oeffnung F_2, h_2 die Höhe des Oberwasserspiegels

über dem Mittelpunkt der Schützenöffnung F, h_1 die Tiefe des Unterwasserspiegels unter dem Mittel derselben Oeffnung, G den horizontalen constanten Querschnitt der Kammer O, so ist die zum Anfüllen derselben erforderliche Zeit

$$t = \frac{(h_1 + 2h_2)\,G}{mF\sqrt{2gh_2}},$$

wobei m den Contractions-Coefficienten für den Austritt aus der Oeffnung F bezeichnet.

Die zum Entleeren der Kammer erforderliche Zeit wird dagegen:

$$t_2 = \frac{2G\sqrt{h_1 + h_2}}{m_2 F_2 \sqrt{2g}},$$

wobei m_2 = Contractions-Coefficient für den Austritt aus der Oeffnung F_2.

Beispiele. Sei G = 200 Quadratmeter, h_2 = 2 Meter, h_1 = 0,85 Meter, F = 0,75 Quadratmeter, F_2 = 0,80 Quadratmeter, m = 0,60 und m_2 = 0,65, so wird die Zeit zum Anfüllen

$$t = \frac{(0{,}85 + 2 \times 2)\,200}{0{,}60 \times 0{,}75\sqrt{19{,}6 \times 2}} = 346{,}4 \text{ Secunden}$$

und die erforderliche Zeit der Entleerung

$$t_2 = \frac{2 \times 200\sqrt{0{,}85 + 2}}{0{,}65 \times 0{,}80\sqrt{19{,}6}} = 300 \text{ Secunden.}$$

9.

Ein Saugheber nach Fig. 1 Tafel 22 hat eine constante Weite von 0,30 Meter, eine Länge des mittlern Röhrenstranges i von 120 Meter, ein Gefälle h von 4,5 Meter. Der Scheitel der Rohrleitung ist 1,5 Meter über dem Oberwasserspiegel. Der Einlauf ist trichterförmig erweitert. Mit welcher Geschwindigkeit fließt das Wasser bei v aus und welches sind die Pressungsverhältnisse im Heberscheitel? Wie groß ist ferner das abfließende Wasserquantum?

Die vier Rohrkrümmer haben einen Radius r = 0,90 Meter.

Es ist daher nach § 174 $\frac{a}{r} = \frac{0{,}15}{0{,}90} = 0{,}166$ und daher der Coefficient zur Berechnung des Reibungswiderstandes $k_2 = 0{,}134$.

Der Coefficient k_1 für den Wassereintritt kann zu 0,2 angenommen werden.

Es wird nun die Ausflußgeschwindigkeit v

$$v = \frac{\sqrt{2gh}}{\sqrt{1 + k_1 + k_2\,(4) + k_3\,\frac{l}{d}}}.$$

Der Coefficient k_3 zur Berechnung des Reibungswiderstandes in der Rohrleitung ist nun aber von der gesuchten Ausflußgeschwindigkeit v abhängig und es kann die letztere Größe daher nur durch mehrmaliges Wiederholen der Rechnung gefunden werden.

Vorerst wollen wir also versuchsweise $v = 5$ Meter und daher (siehe § 281 Nr. 5) $k_3 = 0{,}022$ annehmen.

Es wird demnach

$$v = \frac{\sqrt{2 \times 9{,}81 \times 4{,}5}}{\sqrt{1 + 0{,}2 + 0{,}134 \times 4 + 0{,}022 \frac{130}{0{,}30}}} = 2{,}8 \text{ Meter.}$$

Dieß stimmt mit der gemachten Annahme nicht und es wird daher der wirkliche Werth von v zwischen 1 und 3 liegen. Nehmen wir in zweiter Annäherung $v = 2$ Meter, so wird der Coefficient $k_3 = 0{,}0263$ und daher $v = 2{,}5$ Meter. Diesem Werth entspricht aber genauer $k_3 = 0{,}0252$ und daher

$$v = \frac{\sqrt{2 \times 9{,}81 \times 4{,}5}}{\sqrt{1 + 0{,}2 + 0{,}134 \times 4 + 0{,}0252 \frac{130}{0{,}30}}} = 2{,}67 \text{ Meter.}$$

Das per Secunde abfließende Wasserquantum wird

$$Q = 0{,}7854 \times 0{,}30^2 \times 2{,}67 = 0{,}1887 \text{ Cubikmeter.}$$

Bezeichnet nun z den Wasserbarometerstand im Heberscheitel (den wirklichen Wasserdruck auf die Rohrwandung), so ist, wenn b den äußern Wasserbarometerstand von 10,33 Meter bezeichnet:

$$k - h_1 - z = \left(1 + k + 2k_2 + k_3 \frac{l_1}{d}\right) \frac{v^2}{2g},$$

wenn der Werth 2 des Coefficienten $2k_2$ die Anzahl der Knieſtücke vom Eintritt bis zur Mitte des Heberscheitels und l_1 die entsprechende Heberlänge bis zu dieser Stelle bezeichnet. Schließlich wird der gesuchte Werth von z:

$$z = k - h_1 - \left(\frac{1 + k + 2k_2 + k_3 \frac{l_1}{d}}{1 + k + 4k_2 + k_3 \frac{l}{d}}\right) \times h,$$

oder wenn $l_1 = 65$ Meter:

$$= 10{,}33 - 1{,}5 - \left(\frac{1 + 0{,}20 + 2 \times 0{,}134 + 0{,}0252 \times \frac{65}{0{,}30}}{1 + 0{,}20 + 4 \times 0{,}134 + 0{,}0252 \times \frac{130}{0{,}30}}\right) \times 4{,}5$$

$$= 10{,}33 - 3{,}97 = 6{,}36 \text{ Meter.}$$

Es findet also im Heberscheitel ein Druck von außen nach innen statt, welcher ausgedrückt wird durch eine Wassersäulenhöhe von

$$10{,}33 - 6{,}36 = 3{,}97 \text{ Meter.}$$

10.

Aus einem Teiche A Fig. 265 Tafel 35 von unregelmäßigem Querschnitte fließt das Wasser durch eine Oeffnung c nach einem zweiten Teiche B mit ebenfalls gänzlich unregelmäßigem Querschnitte ab. Der letztere ist theilweise mit Wasser gefüllt, so daß die Oeffnung c untergetaucht ist.

Welche Wassermenge fließt aus A nach B in einer gegebenen Zeit ab?

Zur Lösung dieser verwickelten Aufgabe theilt man zunächst die ganze Zeitdauer des Abflusses in vier Zeittheile t von gleicher Größe ein und mißt zu Anfang und Ende eines jeden das Druckgefälle H und dasjenige h (Fig. 265) und bezeichnet dieselben von oben nach unten fortschreitend mit H_1, H_2, H_3, H_4, H_5 und h_1, h_2, h_3, h_4, h_5. Ist nun ferner m der Ausfluß-Coefficient für die Oeffnung c, L die Breite und E die Tiefe der letztern und t die Anzahl Secunden eines Zeitintervalles, so ist die nach Verlauf der Zeit $4 \times t$ abfließende Wassermenge in Cubikmetern:

$$Q = 1{,}476\, m\, L\, E\, t \left\{\sqrt{H_1 - h_1} + \sqrt{H_5 - h_5} + 4\left(\sqrt{H_2 - h_2} + \sqrt{H_4 - h_4}\right) + 2\sqrt{H_3 - h_3}\right\}.$$

Ist z. B. nach 0 75 150 225 300 Sec.
die Druckhöhe $H = 2{,}00$ M.; 1,75 M.; 1,33 M.; 1,13 M.; 0,94 Met.
und diejenige $h = 0{,}65$ „ 0,75 „ 0,83 „ 0,89 „ 0,94 „
so wird für $L = 0{,}70$ Meter, $E = 0{,}60$ Meter und $m = 0{,}625$, und wenn 2 solcher Oeffnungen gleichzeitig offen sind:

$$Q = 2 \times 1{,}476 \times 0{,}625 \times 0{,}70 \times 0{,}60 \times \times 75 \{1{,}16 + 4 \times 1{,}49 + 2 \times 0{,}706\} = 495 \text{ Cubikmeter.}$$

Druckfehler.

Seite 80 Zeile 21 lese man „Action“ statt Activa.
„ 81 „ 14 „ „ in den Fig. 33, 34 und 93 statt Fig. i, k und l.
„ 81 „ 10 von unten lese man Fig. 93 statt Fig. m.
„ 264 lese man § 148 f. statt § 148.
„ 283 Zeile 1 lese man $v = x\sqrt{r.s}$ statt $v = \sqrt{r.s}$.
„ 284 desgl.
„ 285 desgl.
„ 352 Zeile 23 lese man „Wasserstoß“ statt Wasserstoff.

Weiteres Druckfehler-Verzeichniß.

Seite	30	u. 32	Fig.	33, 34 u. 35	siehe	Tafel	4.
„	32		„	37 u. 38	„	„	4.
„	46		„	46, 49, 50, 51	„	„	3.
„	54		„	54 bis 57	„	„	3.
„	58		„	60	„	„	5.
„	68		„	73 u. 74	„	„	5.
„	75		„	79	„	„	6.
„	80	lese man Action statt Activa.					
„	80	„ „	Fig.	92 Tafel 7 statt Fig.			f.
„	81	„ „	„	92 „ 7 „ „			f.
			„	33 „ 4 „ „			i.
			„	34 „ 4 „ „			k.
			„	93 „ 7 „ „			l.
			„	93 „ 7 „ „			m.
„	104	Fig. 101, „ 102, „ 103, „ 104, „ 105	siehe Tafel 23.				
„	105		Fig	98, 99	siehe	Tafel	20.
„	109		„	107—111a.	„	„	23.
„	113		„	109	„	„	13.
„	118		„	111b.	„	„	13.
„	119		„	112	„	„	13.
„	123	bis 130	„	114 bis 121	„	„	13.
„	131	„ 145	„	122 „ 133	„	„	14.
„	147	„ 163	„	134 „ 145	„	„	15.
„	163	„ 165	„	147 „ 149	„	„	16.
„	166	„ 169	„	150 „ 153	„	„	15.
„	172	„ 173	„	154 „ 157	„	„	16.
„	182	lese man	Fig.	162 Tafel 16 statt	Fig.	153.	
„	185	„ „	„	227 u. 228	Tafel	28.	
„	192	„ „	„	167 „ 168	„	21.	
„	255	„ „	„	177 „ 178	„	21.	
„	256						
„	332	„ „	„	260	„	35.	
„	365	„ „	„	256	„	35.	
„	419	„ „	„	258	„	35	(Ueberfall).

Sach-Register.

A.

Ablenkung der Waſſerſtrahlen 25. 347.
Action des Waſſers 80.
Actions-Turbinen 81.
Anſatzröhren 135. 409.
Asphaltröhren 561.
Arbeitsgröße einer fallenden Waſſermaſſe 27.
Ausfluß des Waſſers 101. 347. 359.
Ausflußgeſchwindigkeit des Waſſers 21. 51. 89.
Ausfluß-Coefficienten 405. 414.
Ausführung der Wehre und Canäle 175. 515. 530.

B.

Baugrund 488.
Befeſtigung des Baugrundes 488.
Bazin's Verſuche 241.
Belaſtung der Pfähle 493.
Beſeitigung der Contraction 97.
Beſtätigung der Ausflußformeln 93.
Beſtimmung der Wehrhöhe 173.
Beſtimmung der Geſchwindigkeit 206.
Beton 483. 509.
Betonfundament 494.
Bleiröhren 560.
Bewegliche Wehre 530. 533.
Bewegung des Waſſers im Allgemeinen 14.
Bewegende Kraft des Waſſers 73.

C.

Canäle, Ausführung der 515.
„ Bewegung des Waſſers in 180. 199. 520.
Canalwände 523.
Cement 483.
Centrifugal-Pumpen 71.
Communicirende Gefäße 141.
Conſtruction der Gerinne 524.
Contraction der Waſſerſtrahlen 96. 111.
Contractions-Coefficienten 103. 114. 405.
Controle der Waſſervertheilung 108.

D.

Darcy's Verſuche an Canälen 241.
Dämme 503.
Dichtung der Waſſerleitungen 544.
Dimenſionen von Rohrleitungen 578.
Dicke der Betonfundamente 495.
Drehſchützen 370.
Druck des Waſſers 57. 319.
Druckhöhe, conſtante des Waſſers 89.
Droſſelklappen 573.
Durchflußmengen 113.

E.

Eigenſchaften, phyſikaliſche, des Waſſers 10.
Entſtehung der Waſſerläufe 7.
Eiſenblechene Rohrleitungen 556.
Erddruck bei Futtermauern 498.
Erweiterungen bei Rohrleitungen, Gefällverluſte 477.

F.

Faſſung des Waſſers bei Waſſerleitungen und Canal-Anlagen 525.
Fall der Waſſerſtrahlen 26. 42. 332. 335.
Fahrgeſchwindigkeit der Schiffe 373.
Flüſſigkeitshaut 20.

Flüsse, Bewegung des Wassers in 199.
Formveränderung der Wasserstrahlen 104.
Fundamentirungen bei Wasserbauten 483.
Futtermauern 498.

G.

Gefälle der Canäle 435. 520.
Gefälle, Vermessung der 198.
Gefäßwände, Ausfluß des Wassers aus 140.
Gerinne, Construction der 524.
„ bei Ueberfällen 162.
Gleichgewicht des Wassers 14.
Gewicht des Wassers 74.
Gewichte, specifische, verschiedener Körper 320.
Geneigte Schützen 127.
Geschwindigkeit des Wassers in Canälen 182. 264.
Geschwindigkeit fallender Wasserstrahlen 334.
Geschwindigkeitsmesser, verschiedene 193.
Gesetz der Windwirkung bei Canälen 213.
Gesetz der Wasserläufe 235.
Gewicht gußeiserner Rohrleitungen 547. 555.
Gußeiserne Rohrleitungen 547.
Gewölbe, Stärke der 508.
Grundbauten der Wasserwerke 483.

H.

Hähne 566. 567.
Hebevorrichtungen für Wasser 66.
Holzstärke der Schützen 372.
Hölzerne Wasserleitungsröhren 562.
Horizontale Geschwindigkeitscurven in Flüssen und Canälen 257.
Hydraulischer Widder 350.

K.

Kaliberhähne für Wasserleitungen 572.
Katzensprung 592.
Klappen-Wehre 533.
Kraft, bewegende des Wassers 73.
„ zum Aufziehn der Schützen 366.
Kraftverlust beim Schneckentrieb 367.
Kreislauf des Wassers 7.
Krümmungen in Rohrleitungen, Gefällverluste bei 477.

L.

Lebendige Kraft des Wassers 77.
Leitung des Wassers zu Fabrikanlagen 525.
Leistung einer Wasserkraft 338.
Luftblasenschwimmer 197.
Luftwiderstand bei Wasserstrahlen 334.

M.

Mauern gegen Wasser- und Erddruck 498.
Meßcylinder für die Geschwindigkeit 185.
Mittelpunkt des Wasserdruckes 331.
Mittel zur Beseitigung der Contraction 97.
Mississippi-Versuche 210.
Mörtel, hydraulischer 483.
Muffenrohre 547.

N.

Nadelwehre 533. 535.
Nominaleffect eines Motors 376.

O.

Oeffnungen verschiedener Art, Ausfluß aus 101.

P.

Pfähle, deren Belastung 493.
Pfahlrost 493.
Pferdekraft 340.
Preis einer Pferdekraft bei verschiedenen Motoren 342.
Preis des Wassers bei städtischen Leitungen 387.
Pumpen, einfach- und doppeltwirkende 70. 388.

Q.

Querschnitts-Verhältnisse der Canäle 180. 199. 518.

R.

Reaction ausfließender Wassermassen 29. 77. 373.

Reactions-Turbinen 79.
Reibungswiderstand in Canälen; Arbeit des 255.
Real-Effect eines Motors 376.
Regulirschützen der Canäle 521.
Rohrleitungen, Bewegung des Wassers in 289. 453.
Rohrleitungen, Dichtung verschiedener 544.
Rost-Fundamente 492.

S.

Saugapparate durch Wasserdruck 603.
Saugheber 38.
Sandschüttung bei Fundamentirungen 491.
Schnecken zum Wasserheben 68.
Schöpfrad zum Wasserheben 66. 379.
Schleusenwehre 532.
Schieber bei Wasserleitungen 566. 569.
Schraube als Treibapparat für Schiffe 61.
Schützen und Schleusen 57. 364. 392.
Schützenöffnungen, Ausfluß aus 113.
Schwimmer zum Wassermessen 191.
Schwimmtiefe der Körper 322.
Schraube zum Wasserheben 69.
Selbstthätige Wehre 538.
Spiralrad zum Wasserheben 67. 68. 380.
Spundwände bei Fundirungen 494.
Stabilität schwimmender Körper 337.
Stauhöhe bei Wehren 430.
Stauverhältnisse, allgemeine, bei Flüssen und Canälen 587.
Stauweite 171. 430.
Steighöhe der Wasserstrahlen 137. 410.
Stoß des Wassers gegen Flächen 43. 74. 78. 356.
Stoßheber 33. 350.
Schutzbekleidung der Canalwände 523.
Stromquadrant 197.

T.

Tachometer 198.
Teiche 541.
Teichgerinne 543.
Treibapparate für Schiffe 60. 377.
Turbine als Treibapparat 62.

U.

Ueberfälle 143. 417.
Ueberfall-Wehre 531.

V.

Ventile 569.
Verengungen in Rohrleitungen, Einfluß der 477. 480.
Verlegen der Wasserleitungsröhren 564.
Verbindung d. Wasserleitungsröhren 551.
Verhältnisse bei Canälen 221. 435.
Vermessung der Wasserläufe 179. 442.
„ „ Gefälle 198.
Verminderung der Contraction, Mittel zur 97.
Versuche über die Contraction der Wasserstrahlen 112.

W.

Wasserläufe, Entstehung der 7.
Wassersammler, Anlage der 541.
Wasserzoll 106.
Wasservertheilung bei Wasserleitungen 108.
Wasserversorgung für Städte 385.
Wasserbauten aus Beton 509.
Wasserleitungsröhren 544.
Wandstärke der Rohrleitungen 559.
Wasserräder 75.
Wasserwerk Marly 83.
Wassersäulenmaschine 84.
Wasserdruck auf Gefäßwände 320.
„ „ Schützen 364.
Wasserwaage 198.
Wellenbewegung des Wassers 63.
Widerstand schwimmender Körper 59.
Widder, hydraulischer 31. 350.
Wirkungsfähigkeit einer Wassermasse 27.
Wurf, schiefer, der Wasserstrahlen 26.
Wurfrad zum Heben des Wassers 67. 382.
Wehre 168. 433. 530.
Woltmann'scher Flügel 182.
Widerlager der Gewölbe 508.

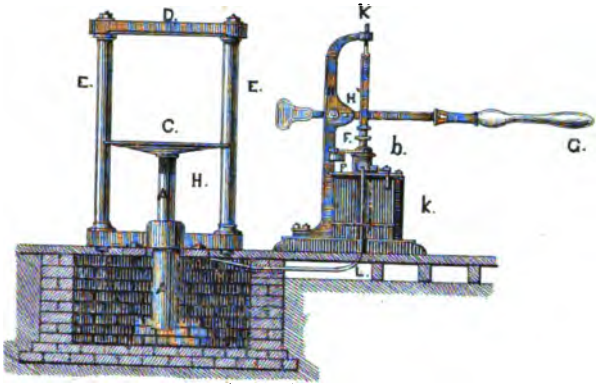
Z.

Zertheilung der Wasserstrahlen 105.
Zusammensetzung des Wassers 10.

Druck von Oskar Bonde in Altenburg.

Tafel 1.

Fig. 6.



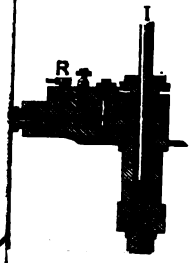
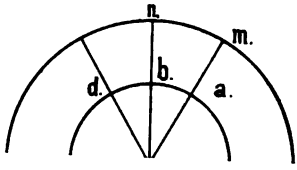


Fig. 8.



Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche in Leipzig.

Tafel 2.

Fig. 17.

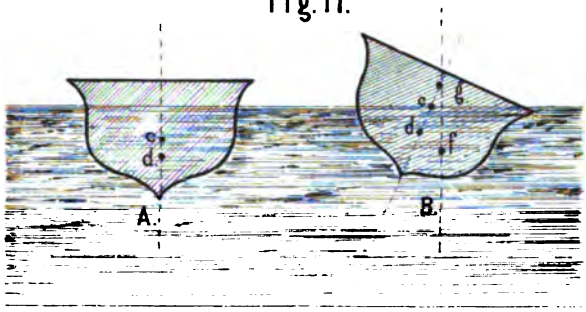


Fig. 19 (a.)

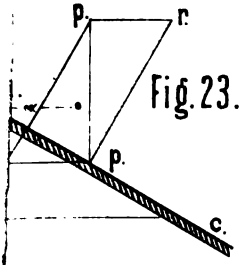
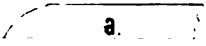
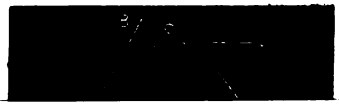


Fig. 23.





Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche in Leipzig.

g. 52.

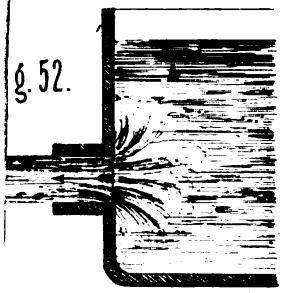
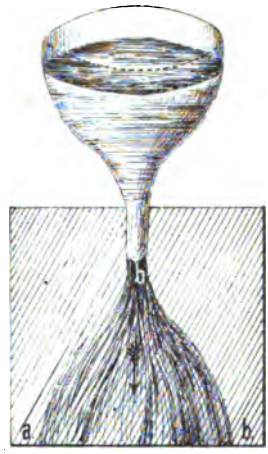


Fig. 53.



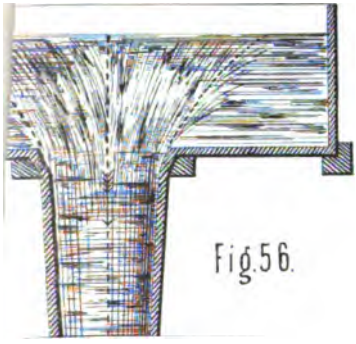


Fig. 56.

Fig. 58.

Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche in Leipzig.

Tafel 4.

Fig. 36.

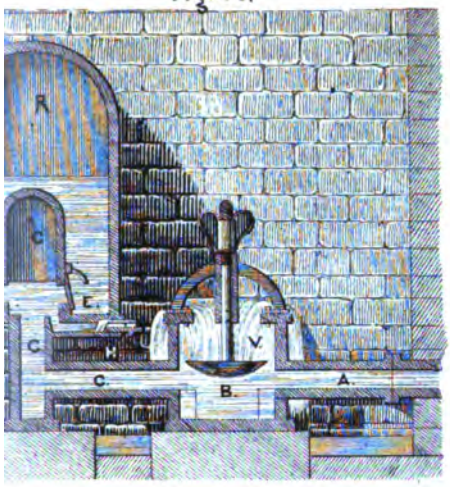


Fig. 45.

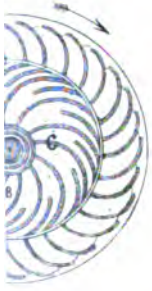


Fig. 44.

Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche in Leipzig.

Fig. 65.

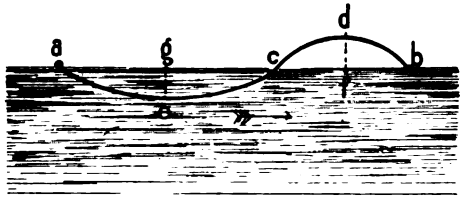


Fig. 66.

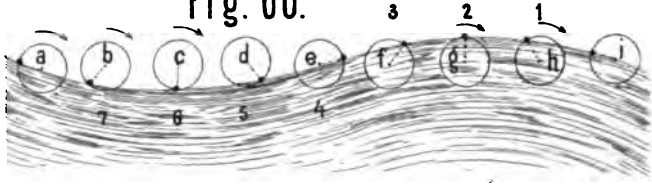


Fig. 67.

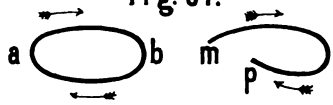
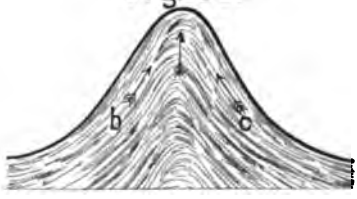


Fig. 68.



Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche in Leipzig.

Fig. 78.

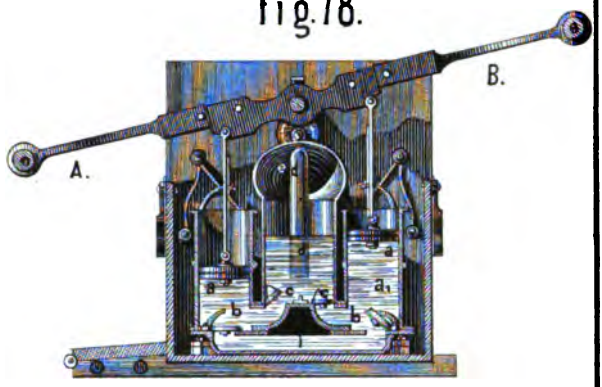
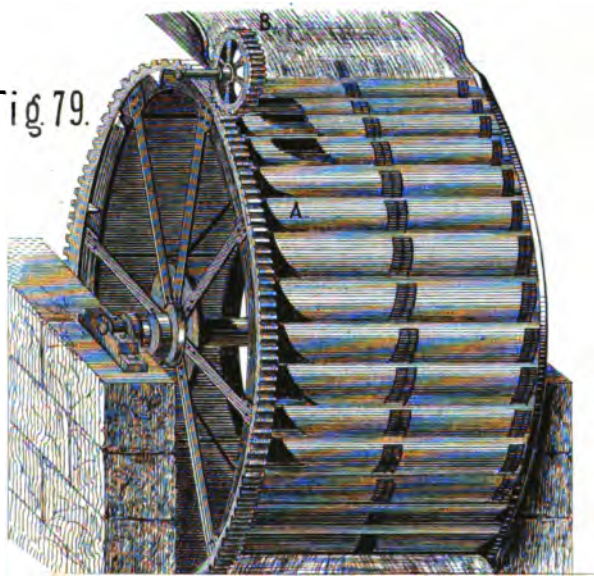


Fig. 79.



Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche in Leipzig.

g. 85.

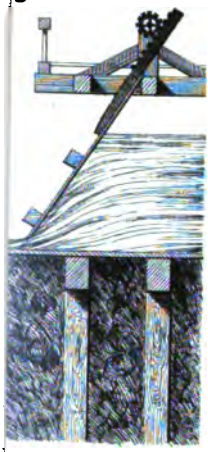


Fig. 86.

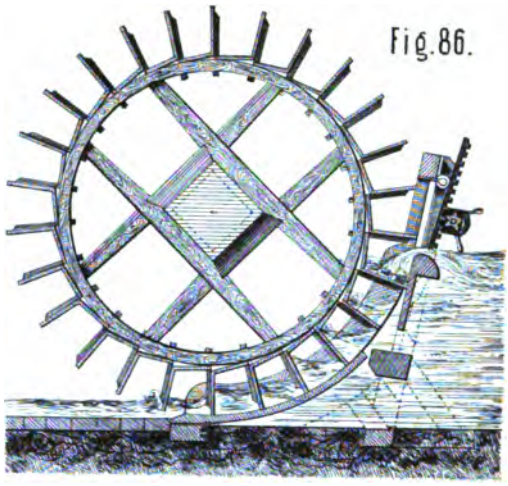


Fig. 89.

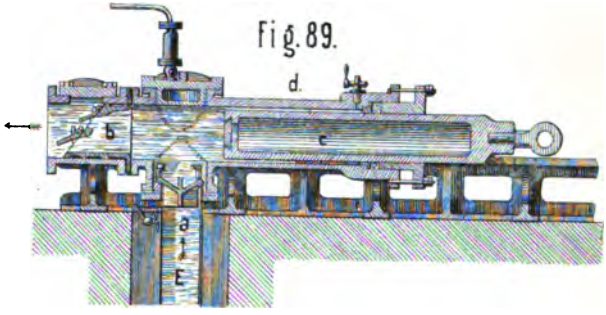
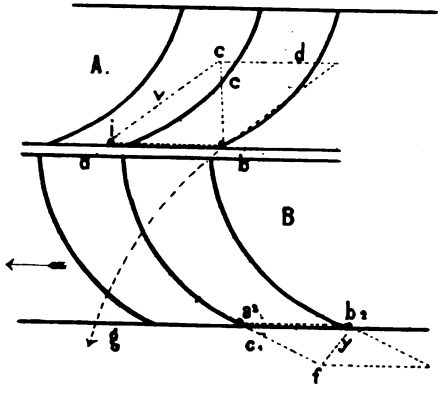


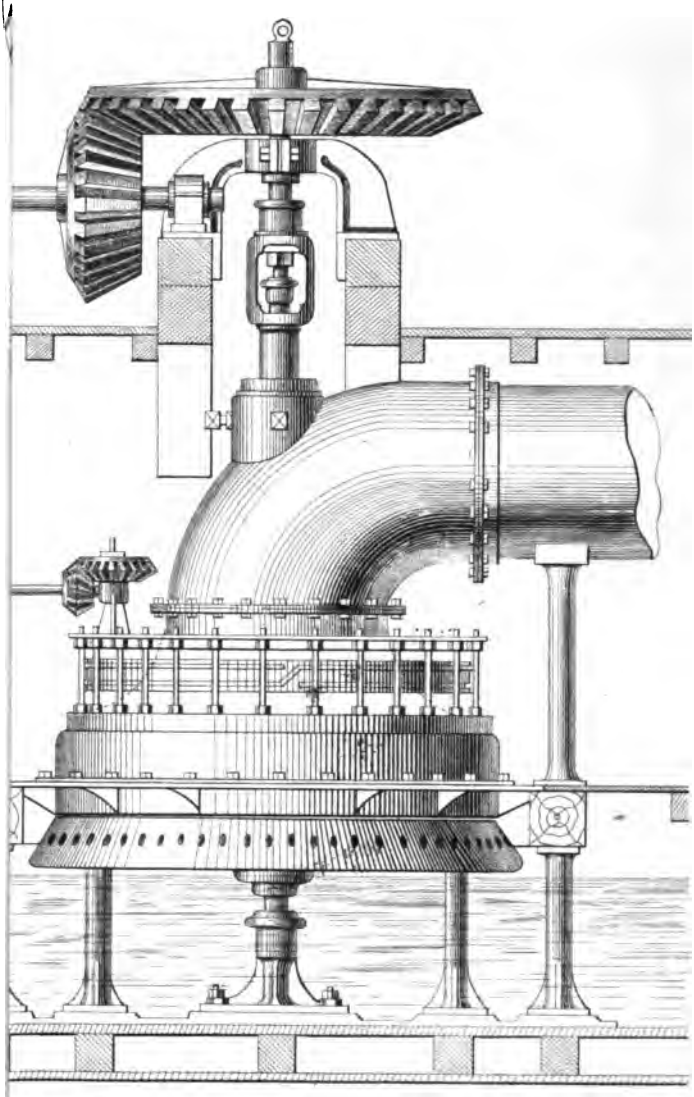
Fig. 93.



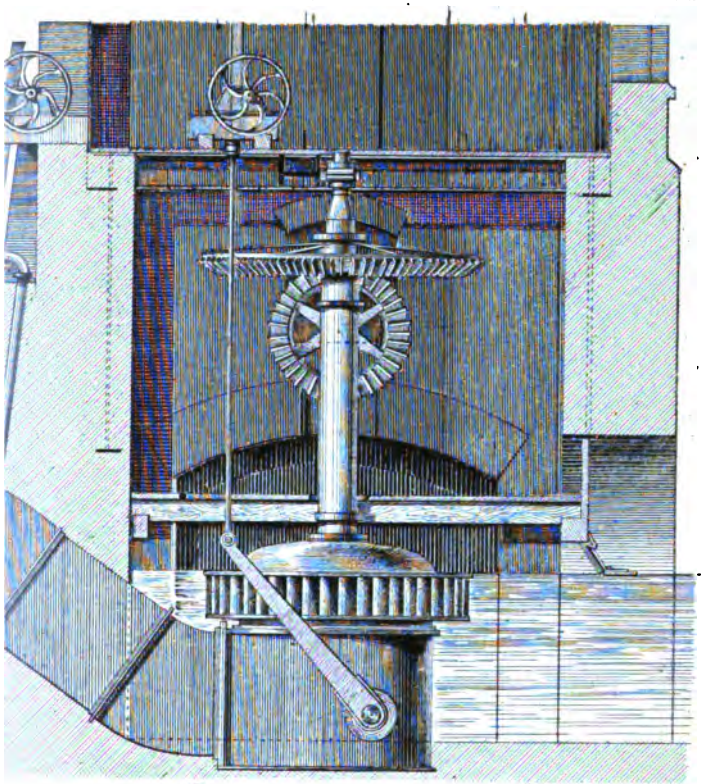
Lith. Anst. v J. G. Fritzsche in Leipzig.

Turbinen nach Girard's System,
it freier Abweichung u. mit Ventilation.

Fig. 95 f.



Lith. Inst. v. J. G. Fritzsche in Leipzig.



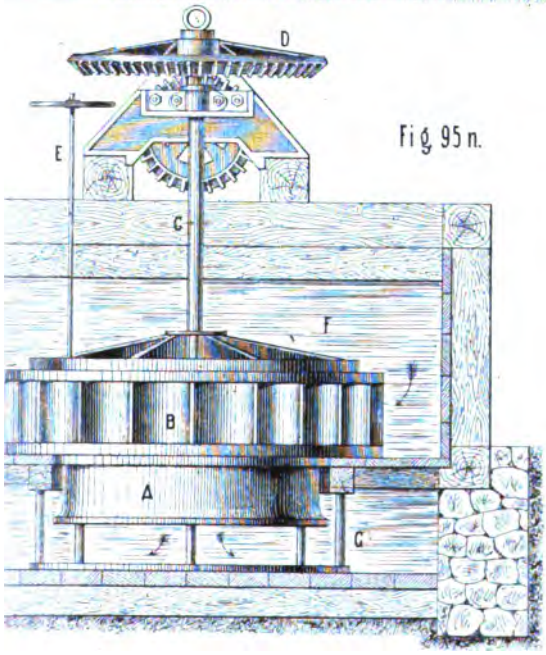
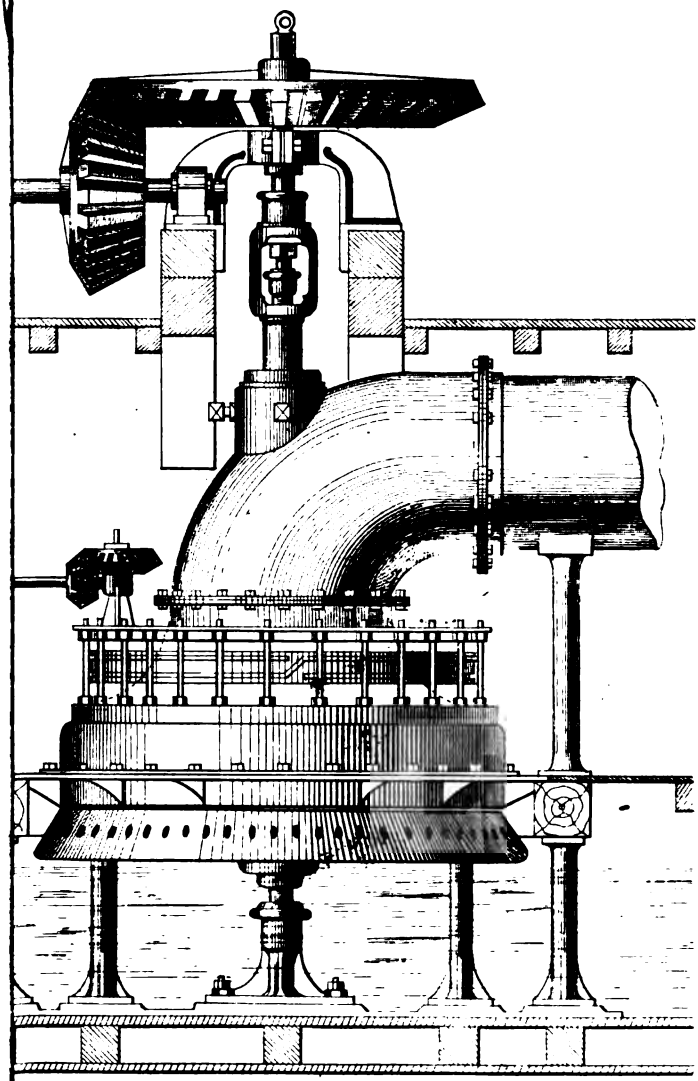


Fig. 95 n.

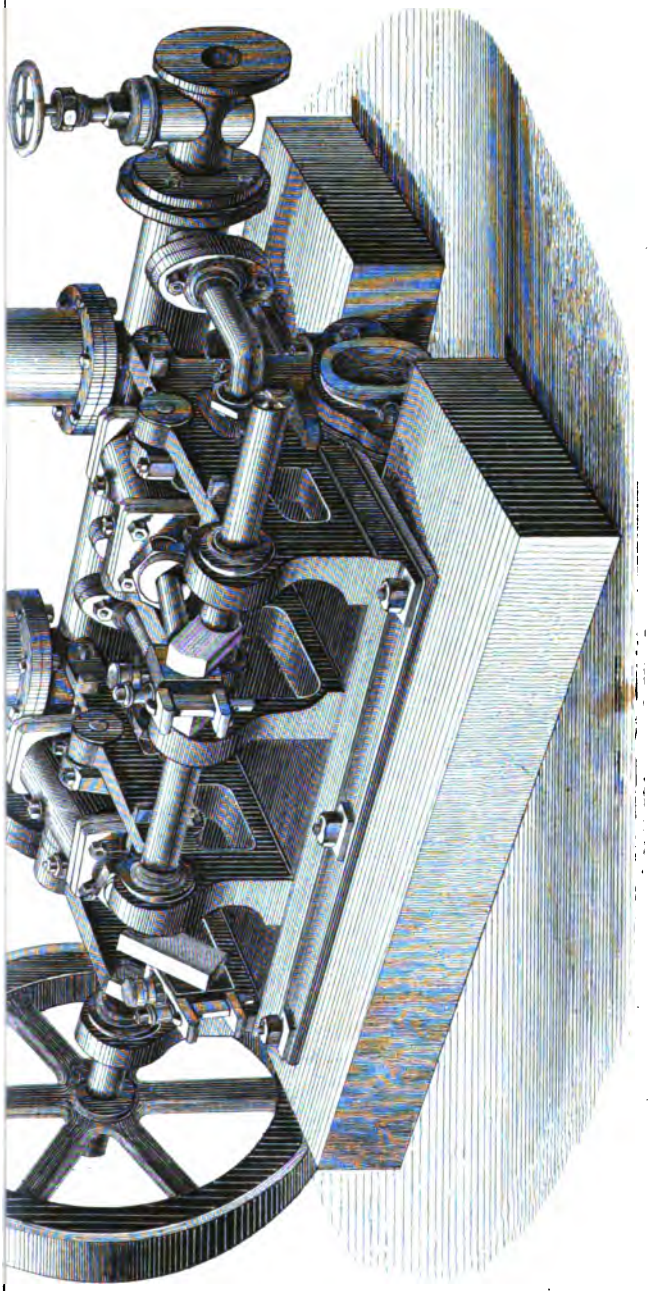
Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche in Leipzig.

Turbinen nach Girard's System,
it freier Abweichung u. mit Ventilation.

Fig. 95 f.



Lith. Anst. v. J. G. Flinzer in Leipzig



Lith Anst v J G Fritzsche in Leipzig

Fig. 101.

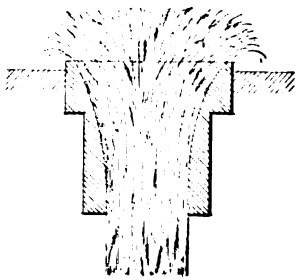


Fig. 102.

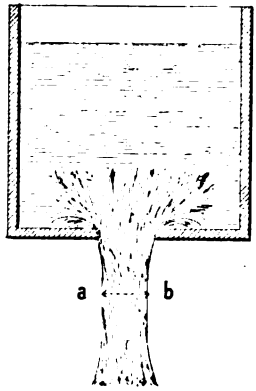


Fig. 103.

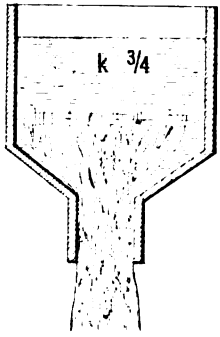


Fig. 104.

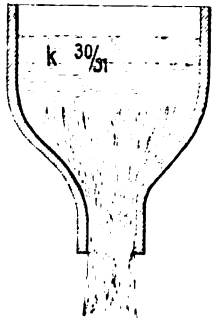


Fig. 107.

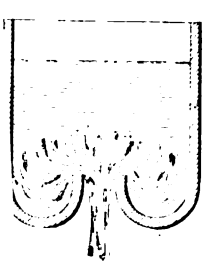
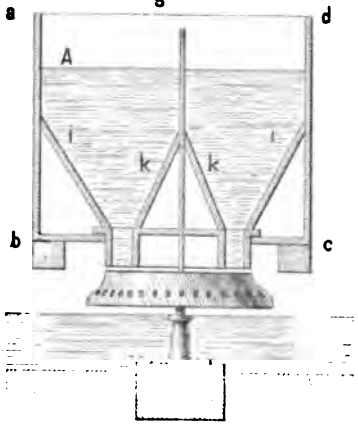


Fig. 108.



Tafel 13.

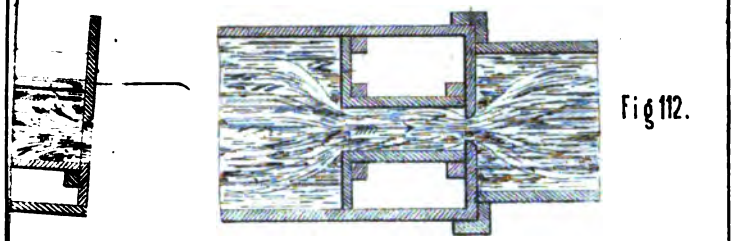


Fig 112.

Fig.116.

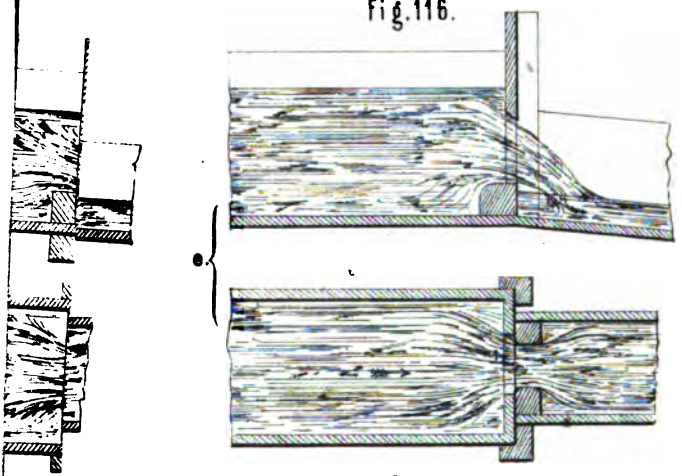


Fig. 120. h.

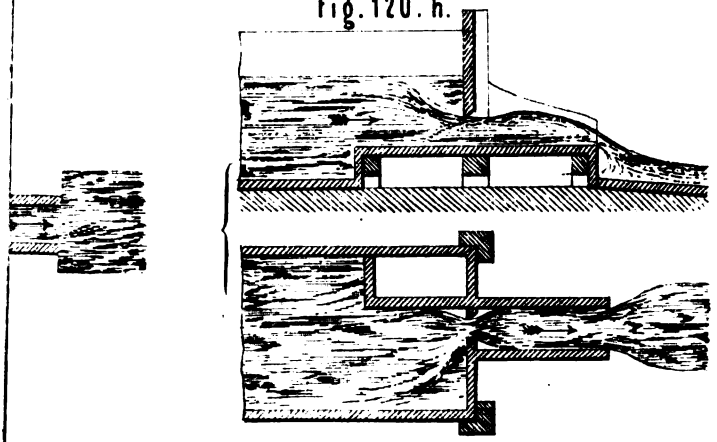
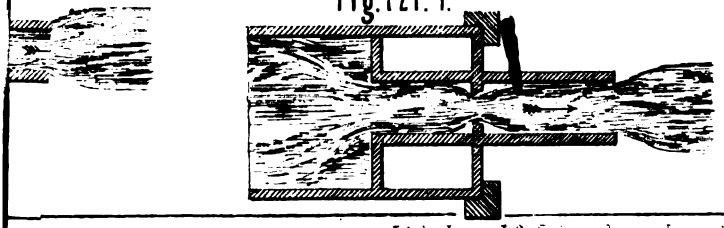


Fig.121. i.



Lith. Anst. J. G. Fritzsche in Leipzig.

Fig 127.

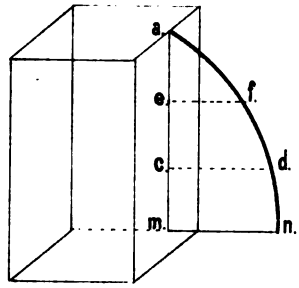


Fig. 130.

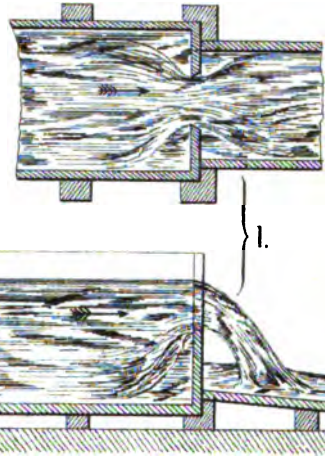
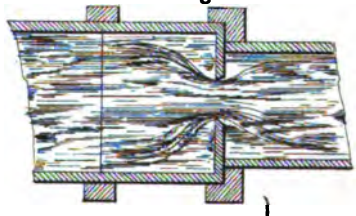
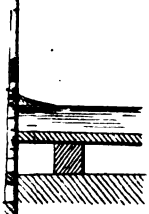


Fig. 131.





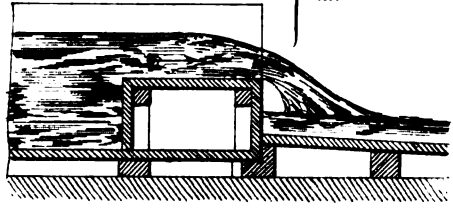


Fig. 136.

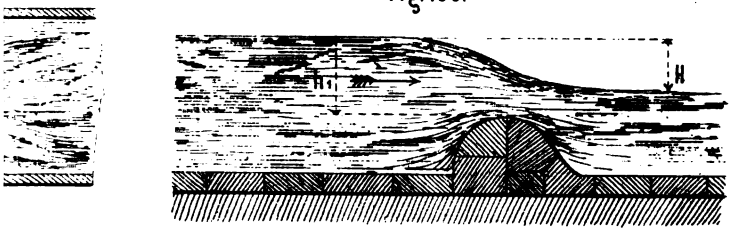


Fig. 140.

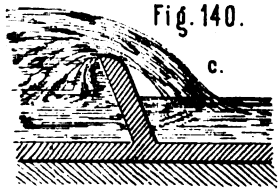


Fig. 141.

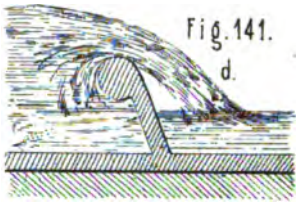


Fig. 149.

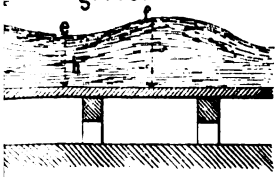
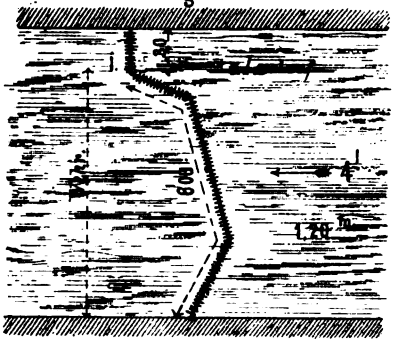
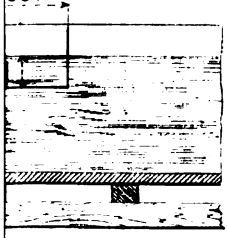


Fig. 152.



50.



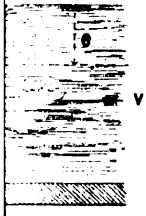
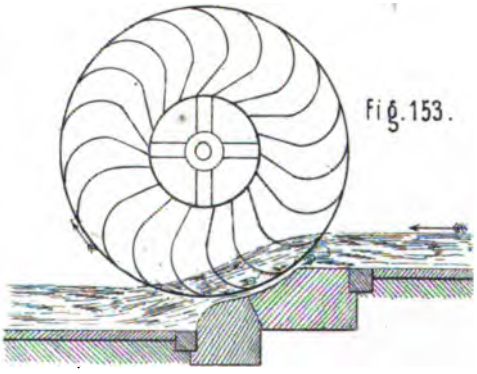


Fig. 153.



Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche in Leipzig.

Fig. 154.

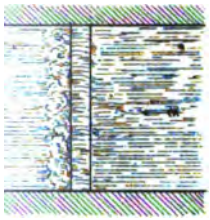


Fig. 155.

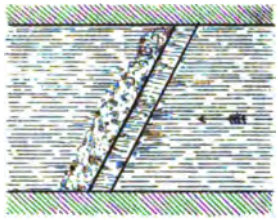


Fig. 156.

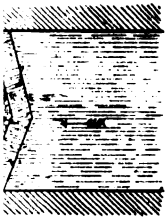


Fig. 157.

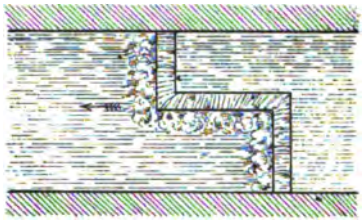


Fig. 162.

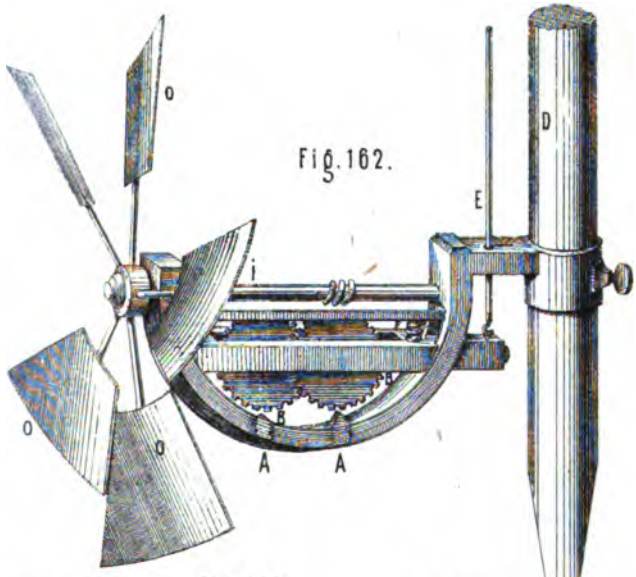
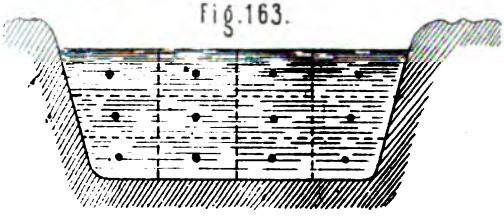


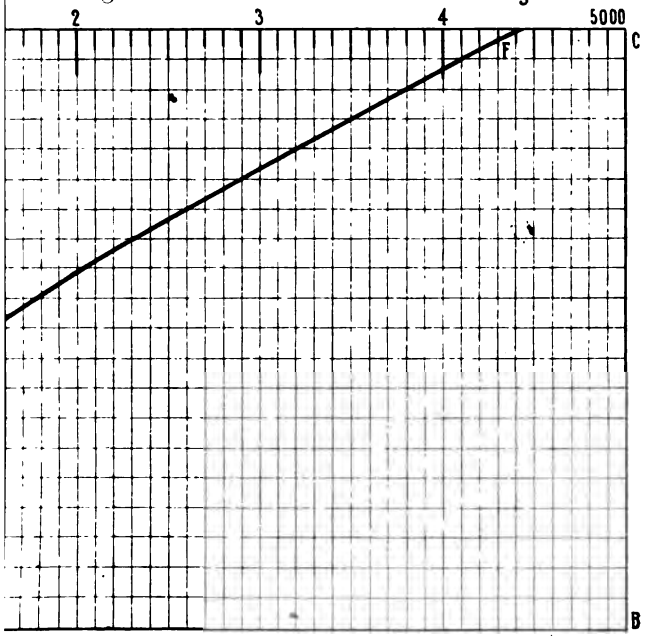
Fig. 163.



Lith. Anst. v. J.G. Fritzsche in Leipzig

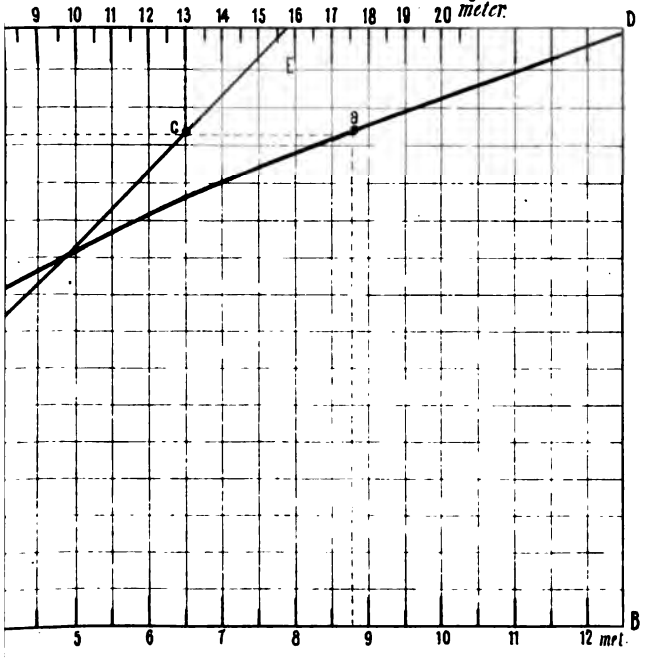
ermenge bei Ueberfällen.

Fig 165.



Fall der Körper.

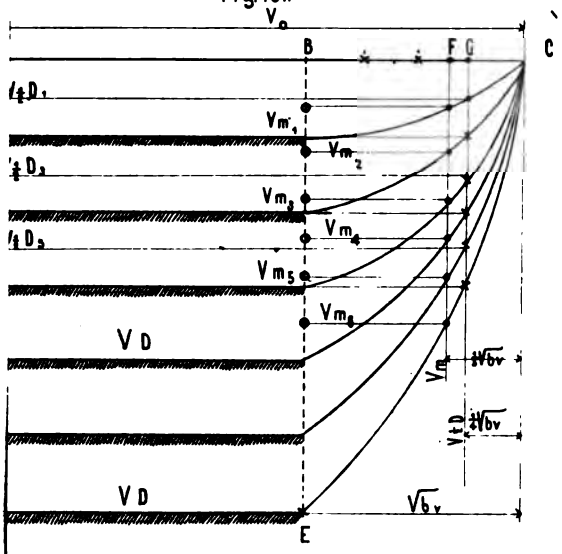
Fig 167.



Litho Anst v J C Fritzsche in Leipzig.

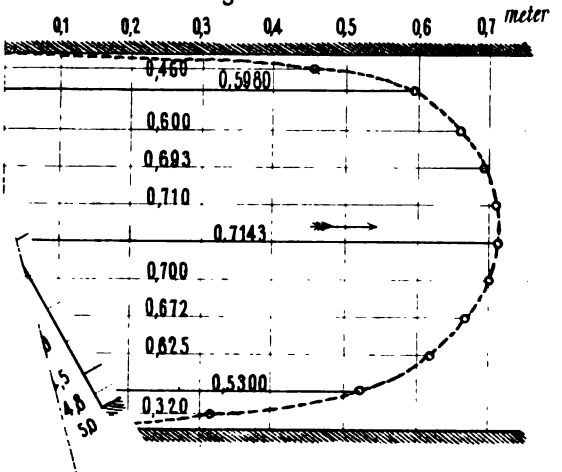
sse der verticalen Geschwindigkeits-Parab. für verschie-
Wassertiefen. Axe am Wasserspiegel.

Fig. 181.



Wasserspiegel-Geschwindigkeits-Curve.

Fig. 182.



Lith Anst v J.G Fritzsche in Leipz.

.100.

b

d

f

h

ung.

te

hlen.

Fig. 92.

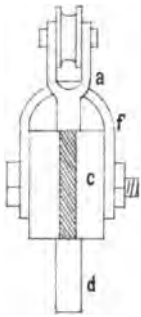


Fig. 93.

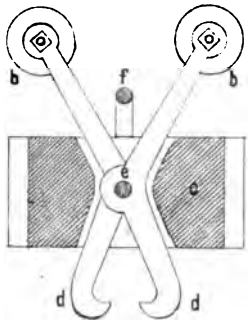


Fig. 94.

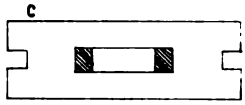


Fig. 180.

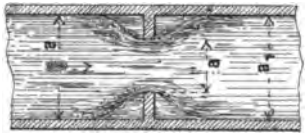


Fig. 181.

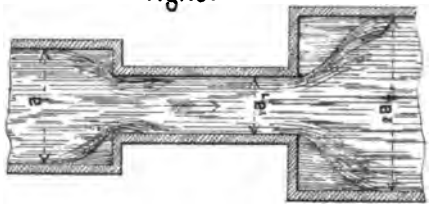


Fig. 182.

Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche in Leipzig

187.

Fig. 188.

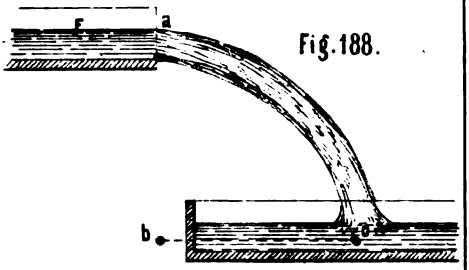


Fig. 192.

Fig. 195.

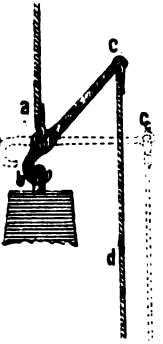
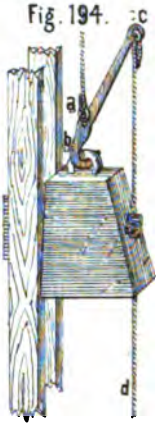


Fig. 194.



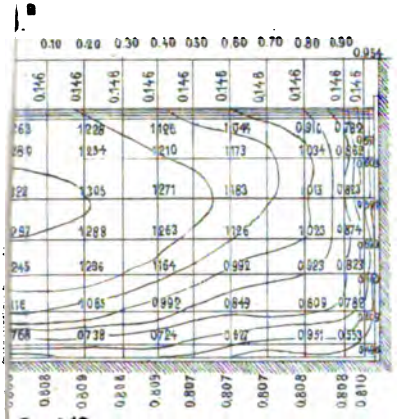


Fig. 173.

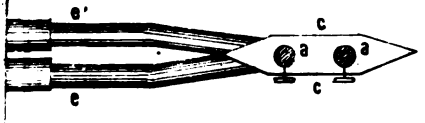
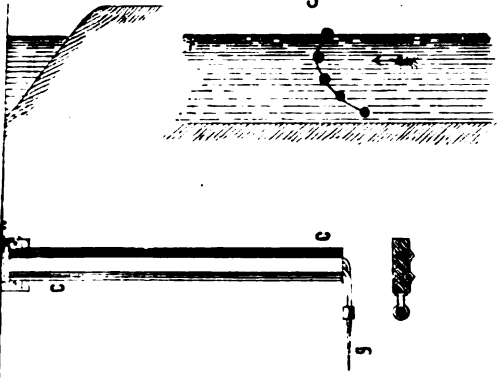
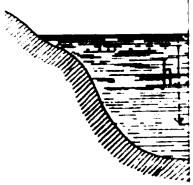


Fig. 196.

Fig. 168.



Lith. Anst. v. G. Kunze in Leipzig



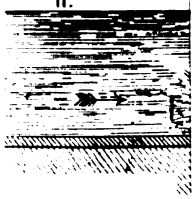


Fig. k 2.

Fig. 171.

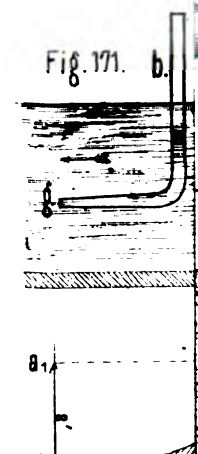


Fig. 169.

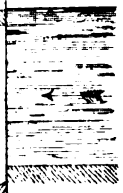
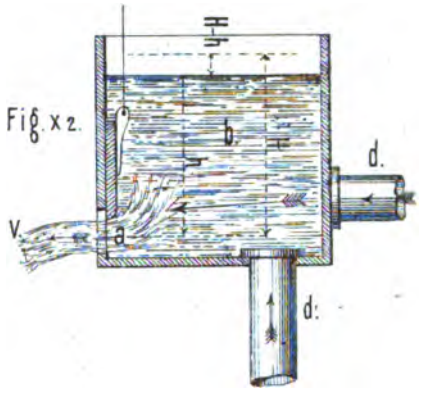
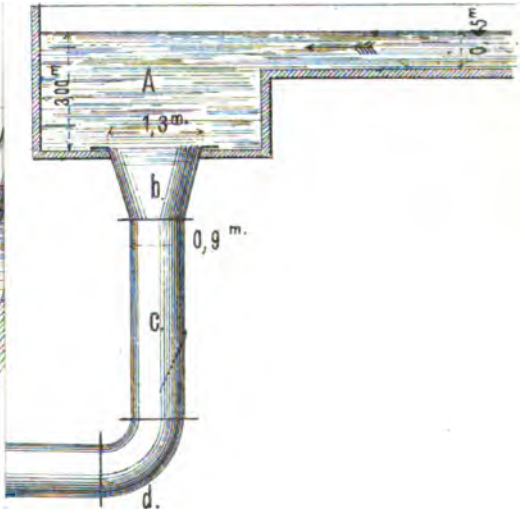


Fig. x 2.





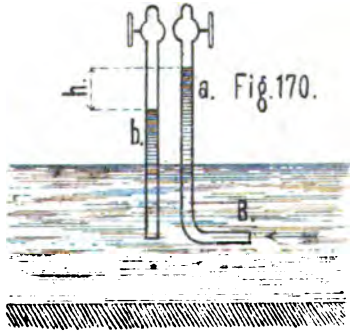
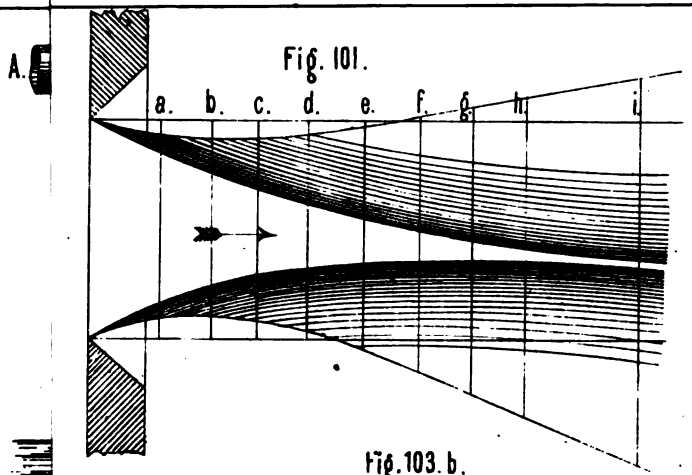


Fig. 170.

Hermann Costenoble,

Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche in Leipzig.



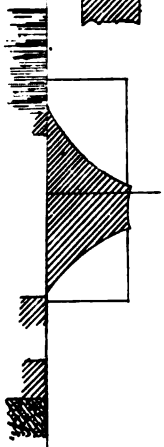
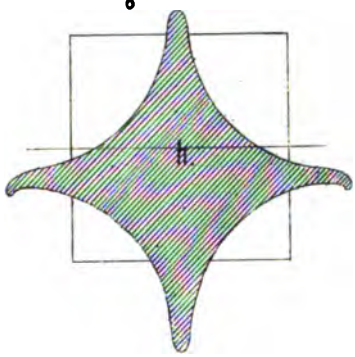


Fig. 103. b.



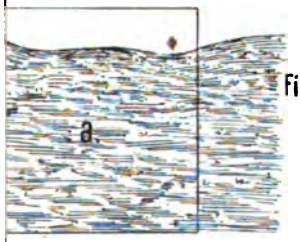
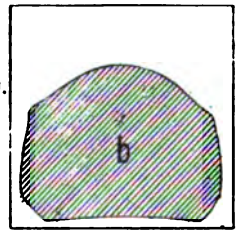


Fig. 105.



105.

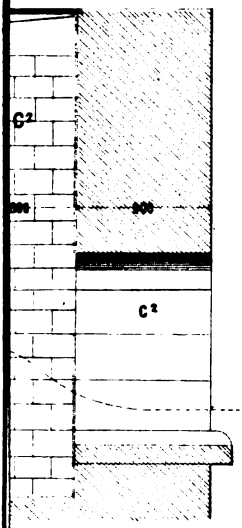
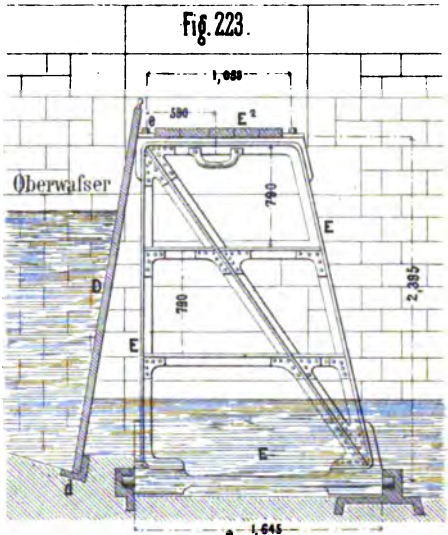
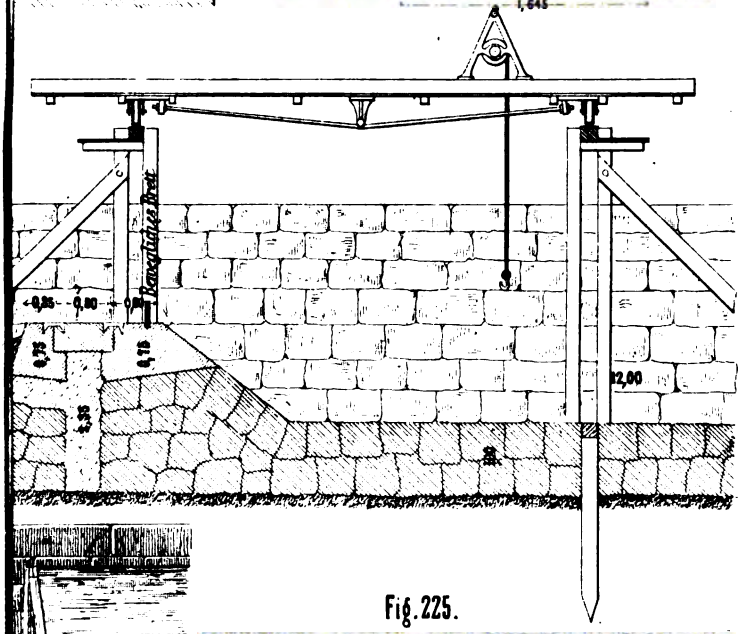


Fig. 223.





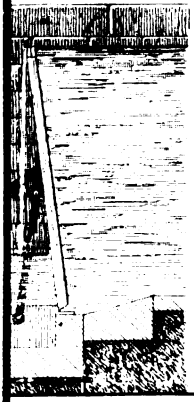
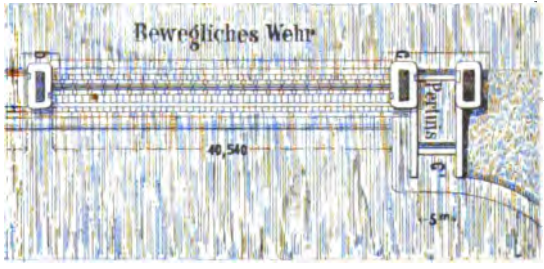


Fig. 225.



Lith Anst v J G Fritzsche in Leipzig.

Fig. 213.

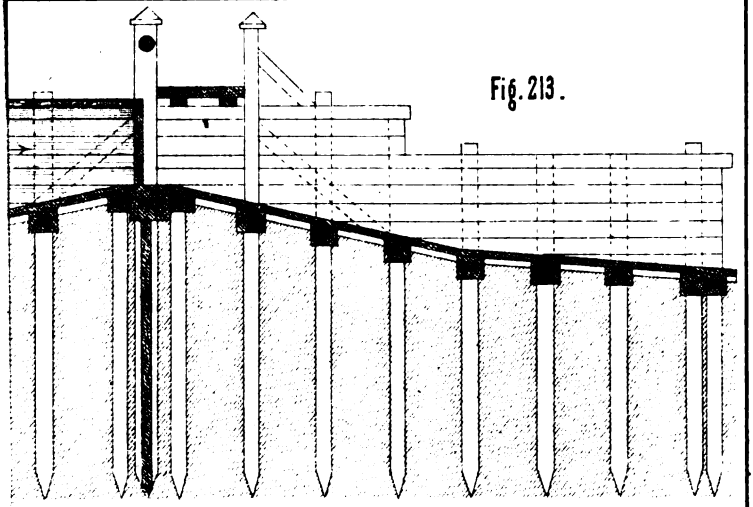


Fig. 214.

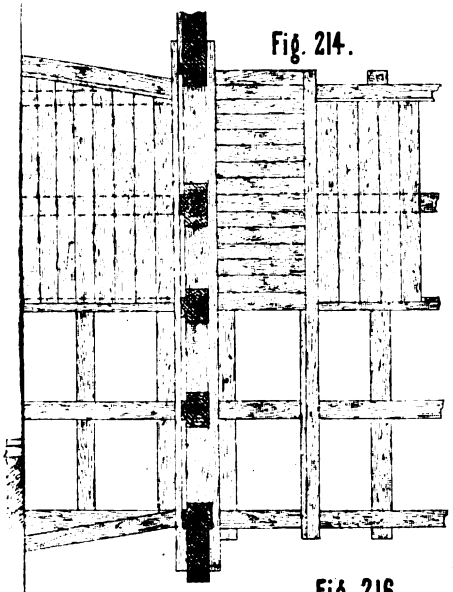
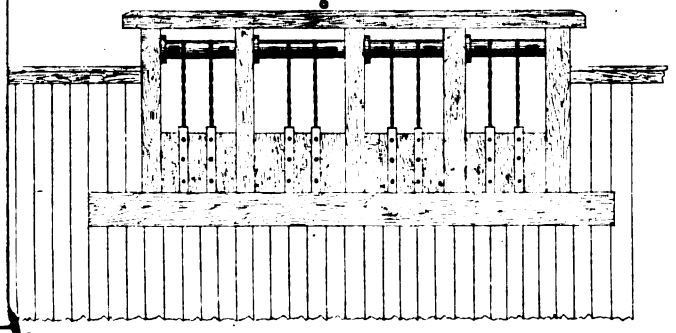


Fig. 115.

Fig. 216.



Lith Anst v J G Fritzsche in Leipzig

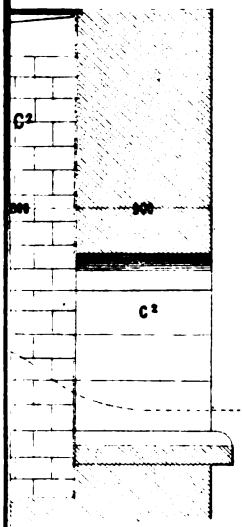
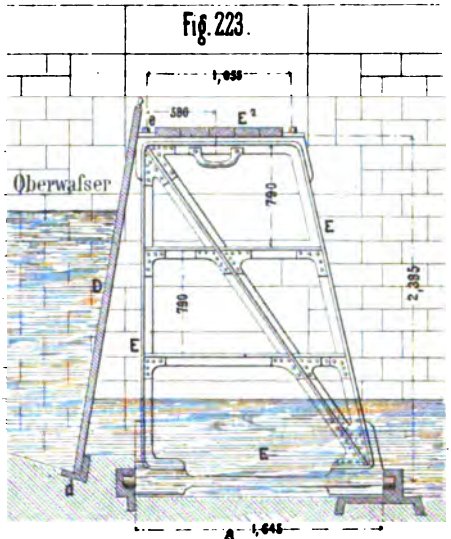
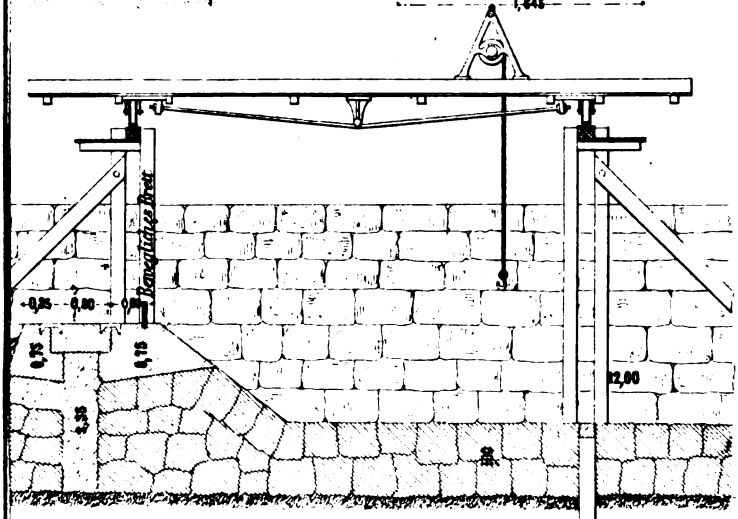


Fig. 223.





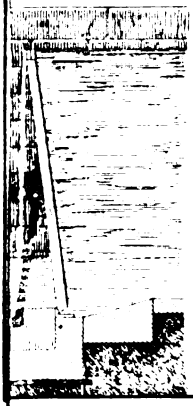
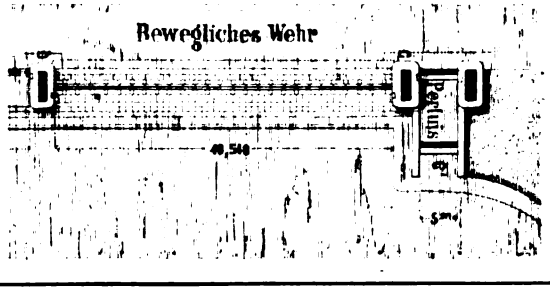


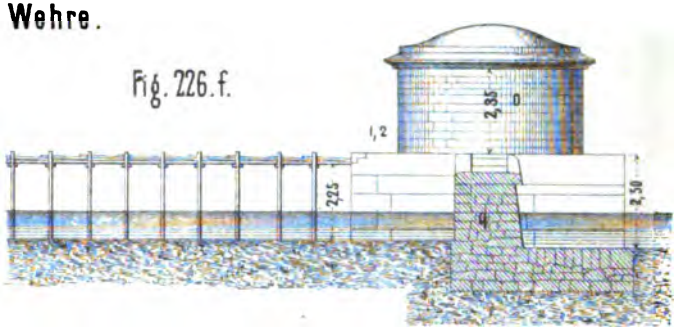
Fig. 225.



Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche in Leipzig.

iche Wehre.

Fig. 226.f.



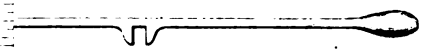


Fig. 226.c.

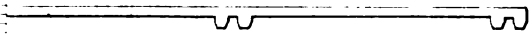


Fig. 226.d.

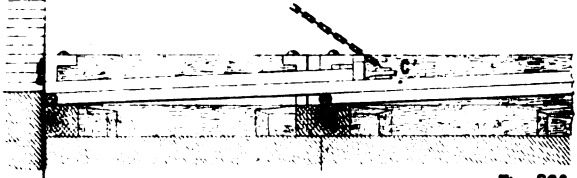


Fig. 226.i.

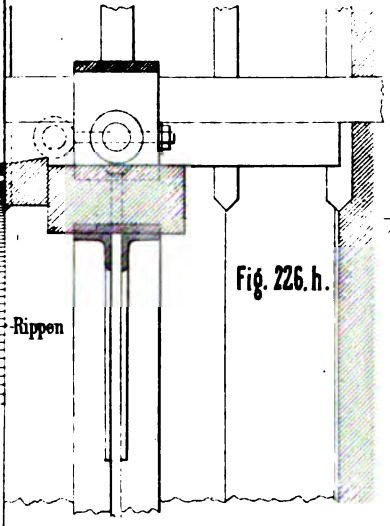
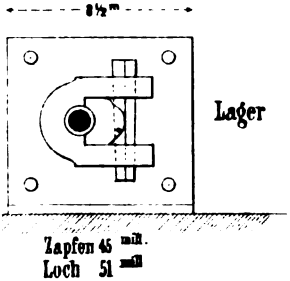


Fig. 226.h.



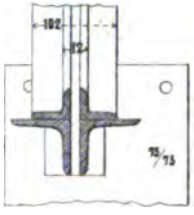


Fig. 226.k.

Lith Anst v J G Fritzsche in Leipzig

232.

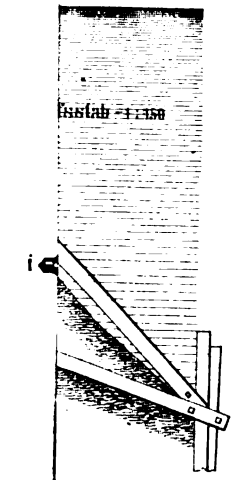
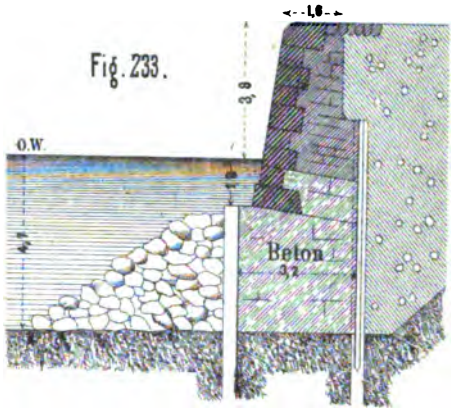


Fig. 233.



Quaimauer der Donau. 1/100 n.Gr.

235.

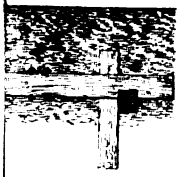


Fig. 234.

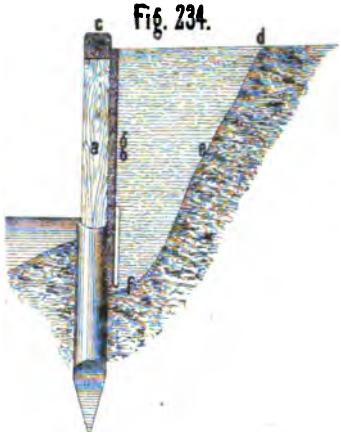
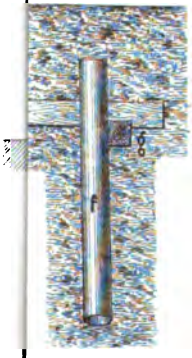
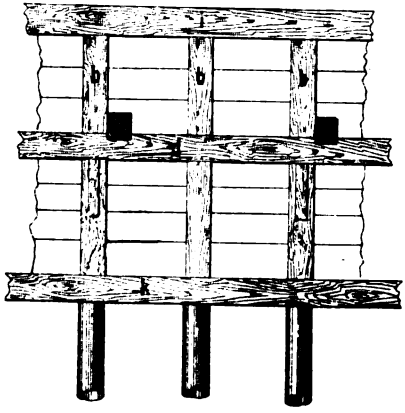


Fig. 239.





Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche in Leipzig.

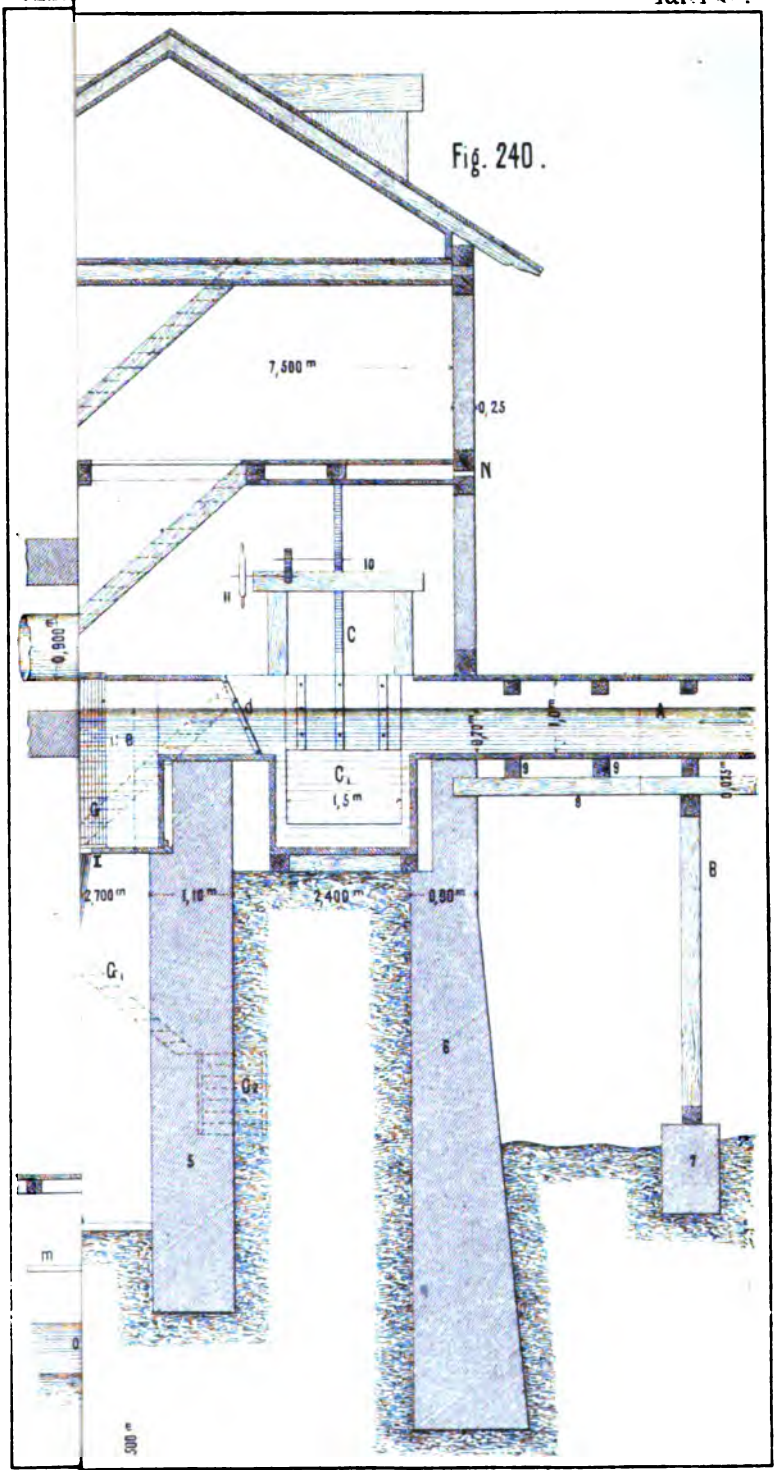
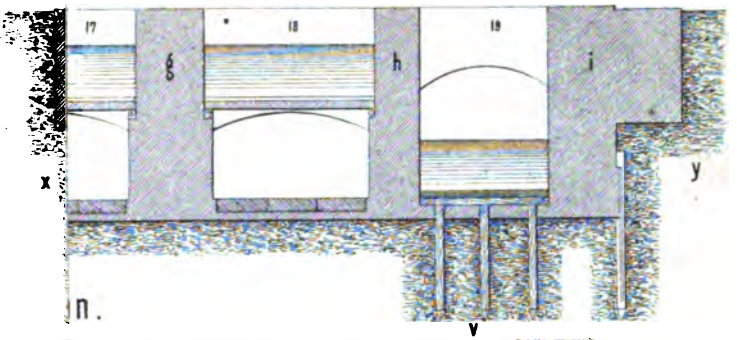

7,500 m
0,25
N
10
11
C
0,900 m
d
A
B
C₁
1,5 m
9
9
8
0,025 m
G
B
2,700 m
1,10 m
2,400 m
0,90 m
G₁
6
G₂
5
7
m
0
500 m

Fig. 240.



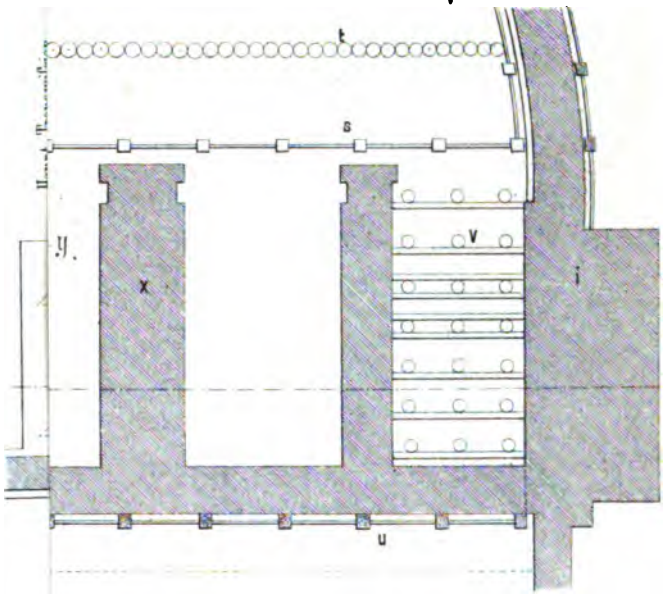


Fig. 246.

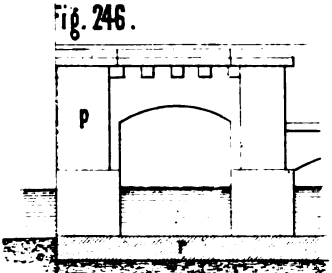
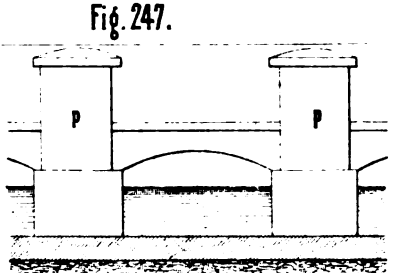
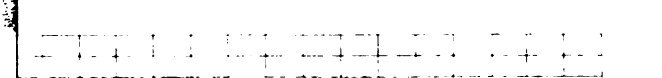


Fig. 247.





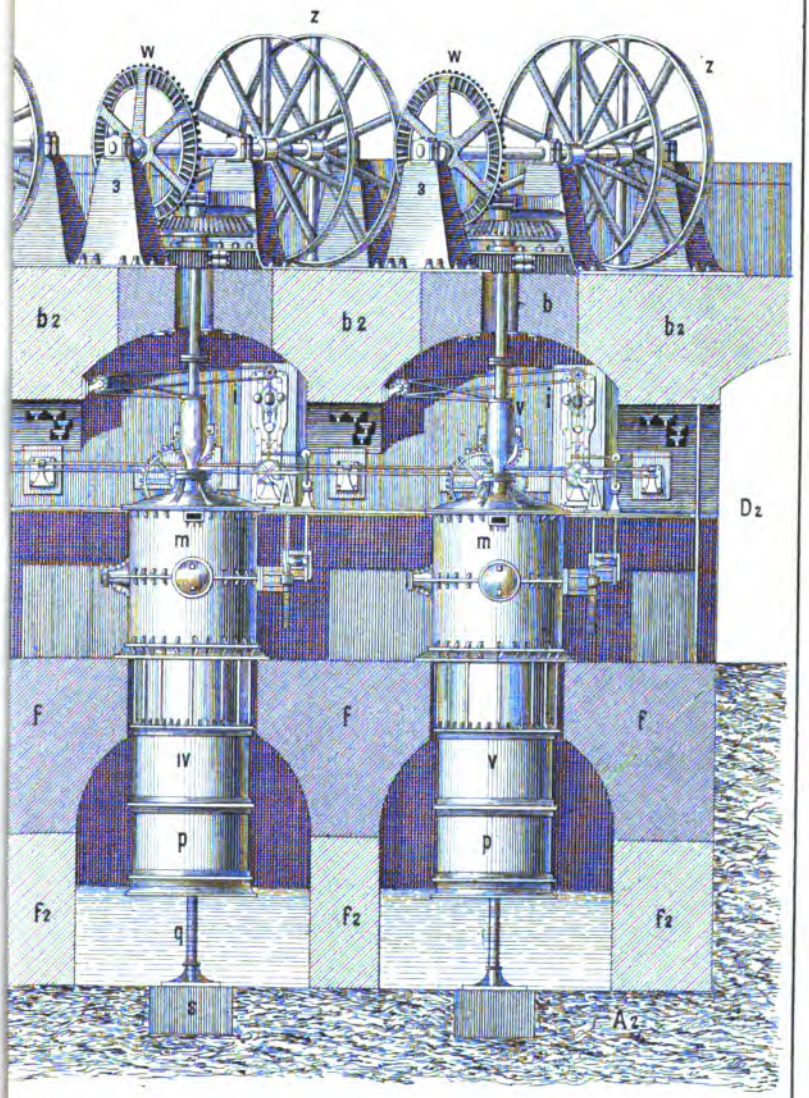
Maſsstab 1:200

Herma

Lith. Ac. ... Fritzsche ... Leipzig

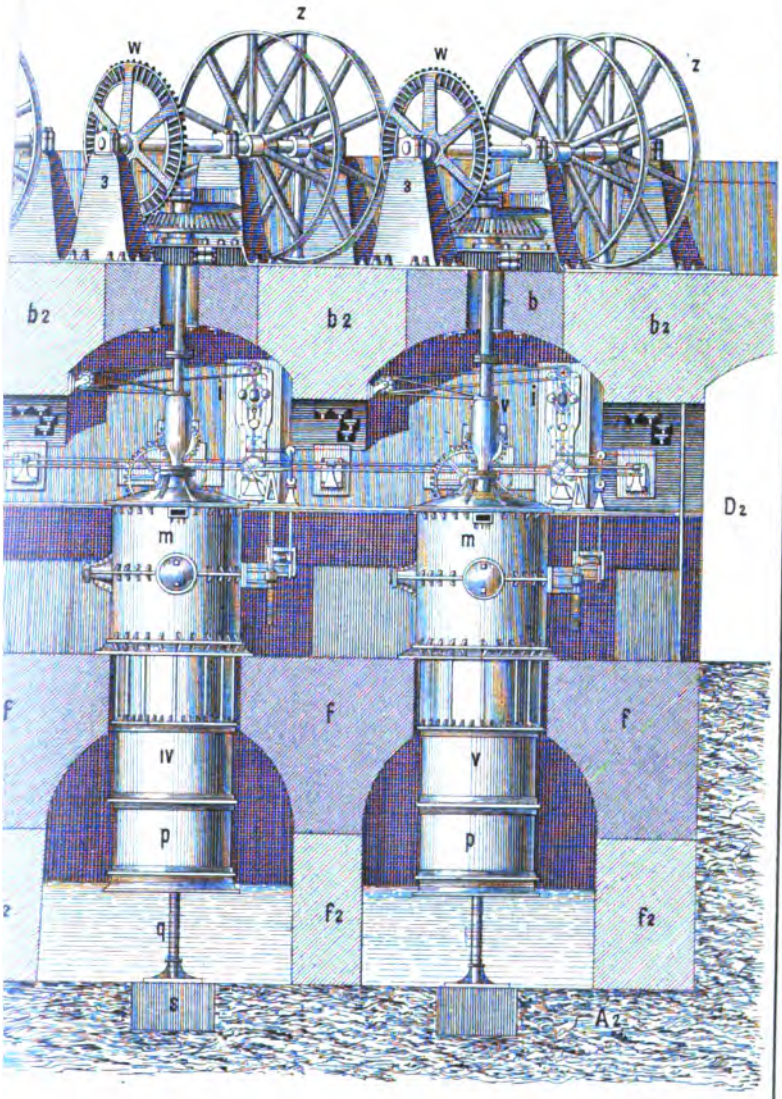
brik Perlen (bei Luzern.)

de.



Lith Anst v J G Fritzsche in Leipzig

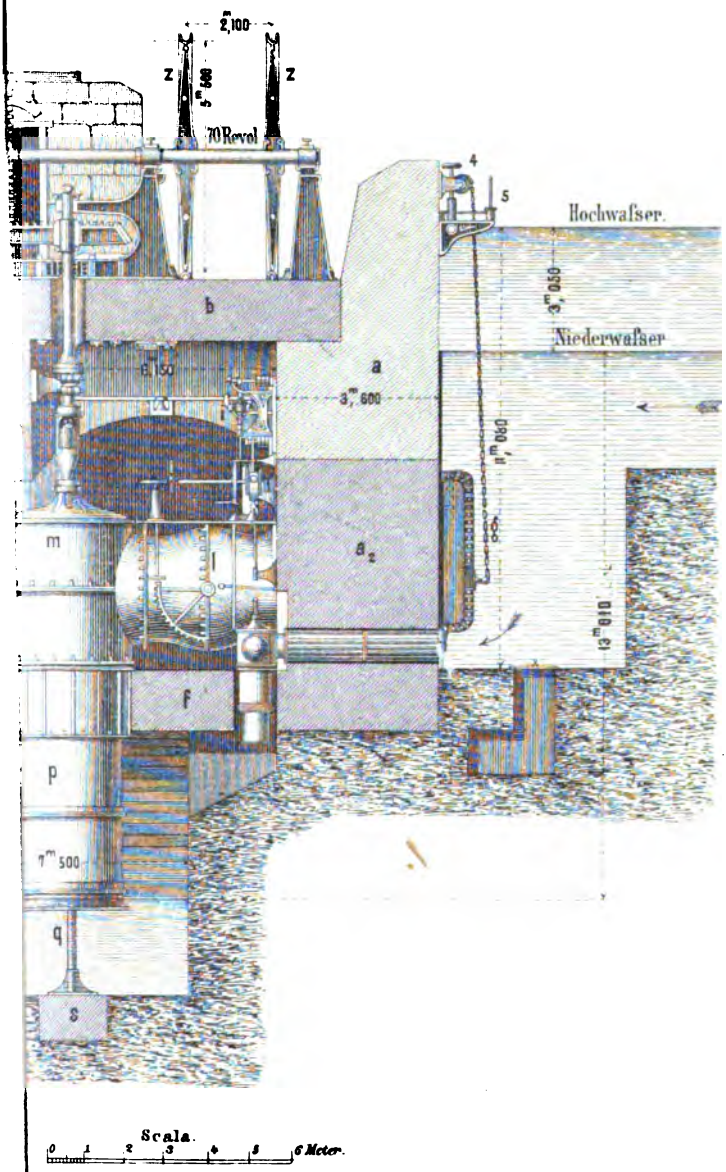
de.



Lith Anst v J G Fritzsche in Leipzig

de.

b.)



Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche in Leipzig

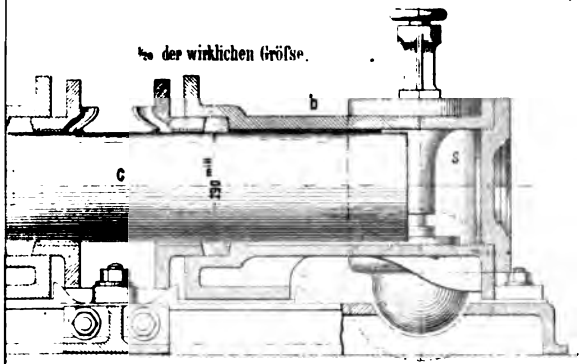
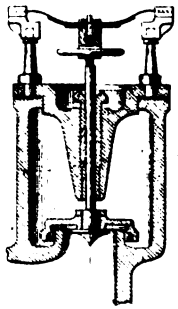
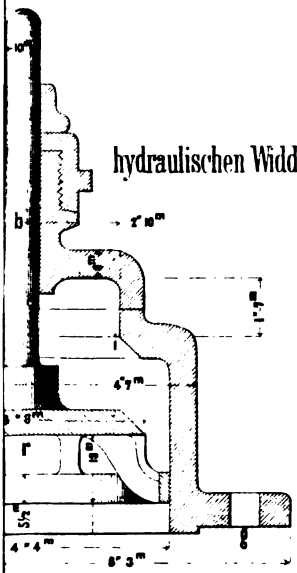


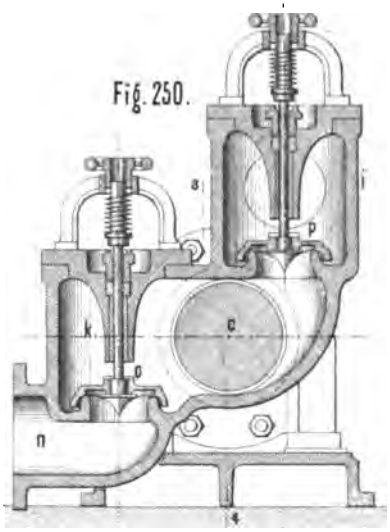
Fig. 249.





hydraulischen Widders.

Fig. 250.



Schöpfholländer für Baugruben. Fig. 254.

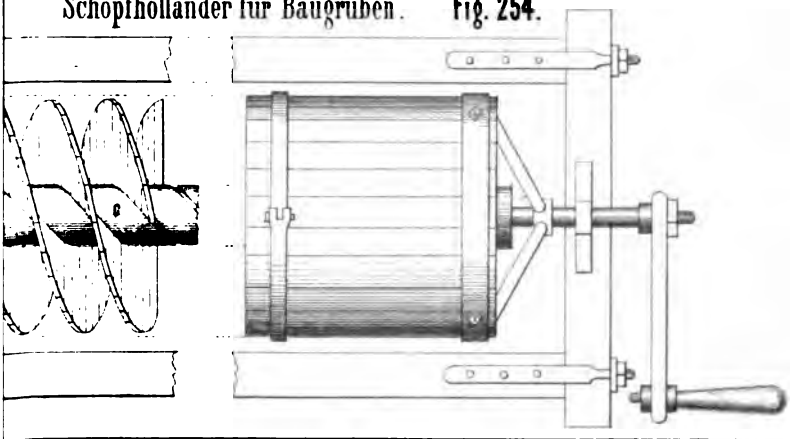


Fig. 261.

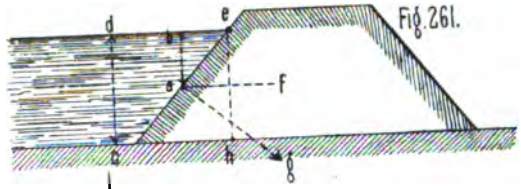


Fig. 264.

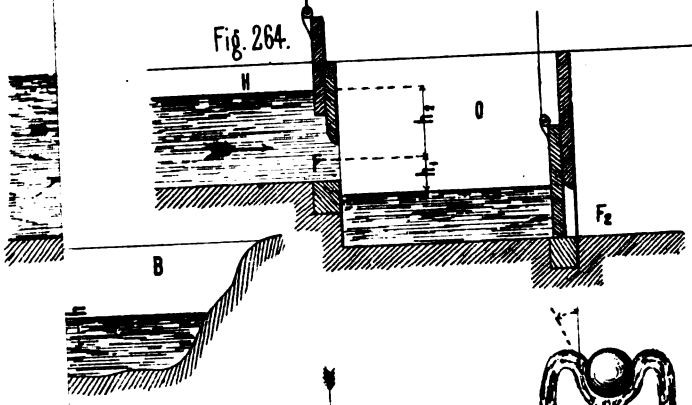


Fig. 272.

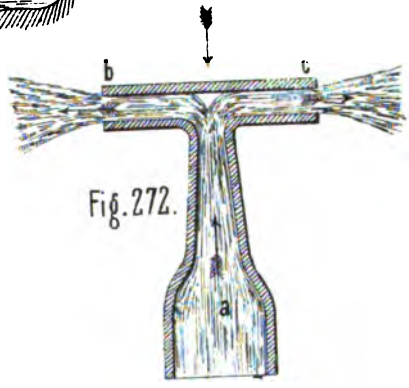


Fig. 266

Fig. 270.

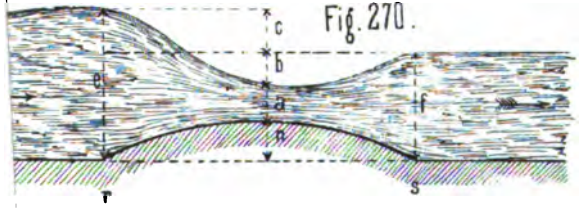
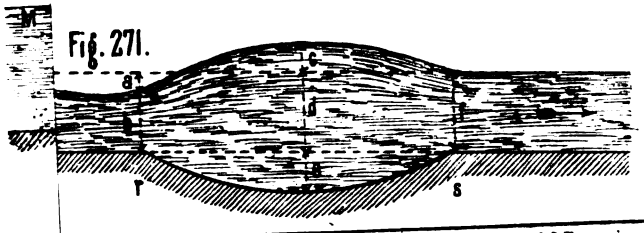
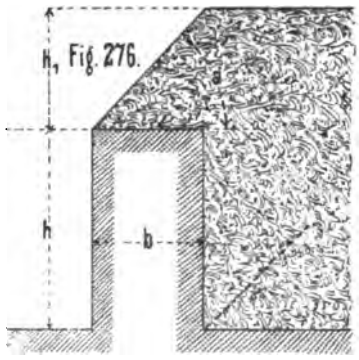
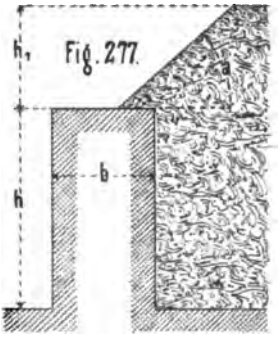


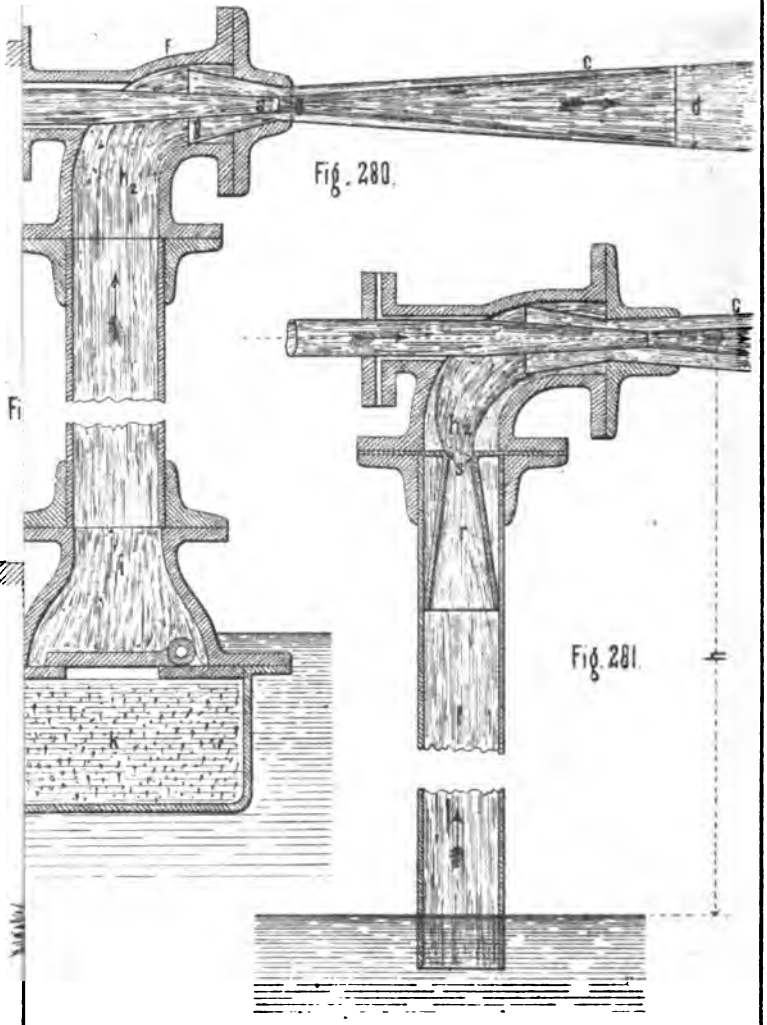
Fig. 271.



Lith Anst v J G Fritzsche in Leipzig







Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche in Leipzig.

Flufs versenkte Wafserleitung bei Glasgow.

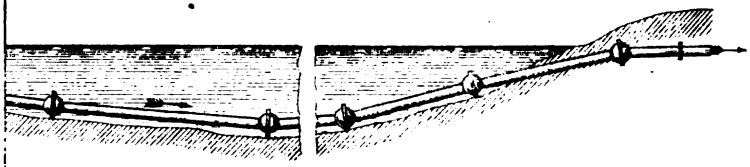
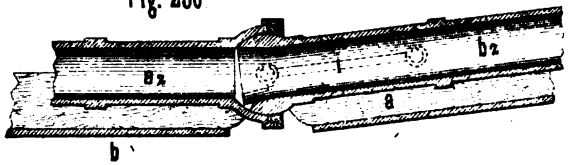


Fig. 286



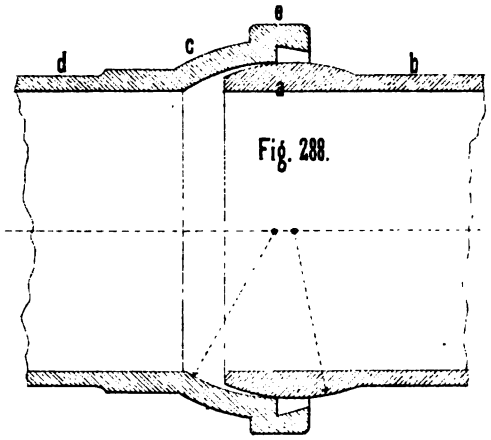


Fig. 288.

Fig. 290.

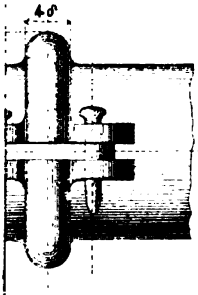
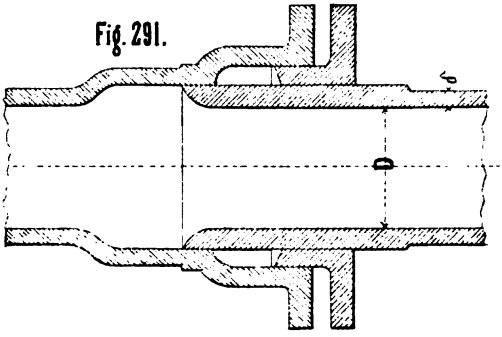
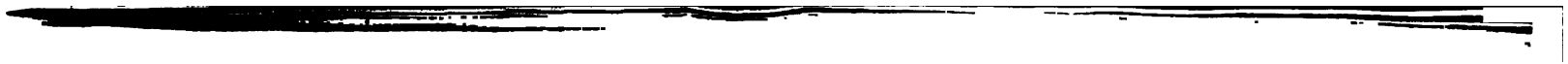


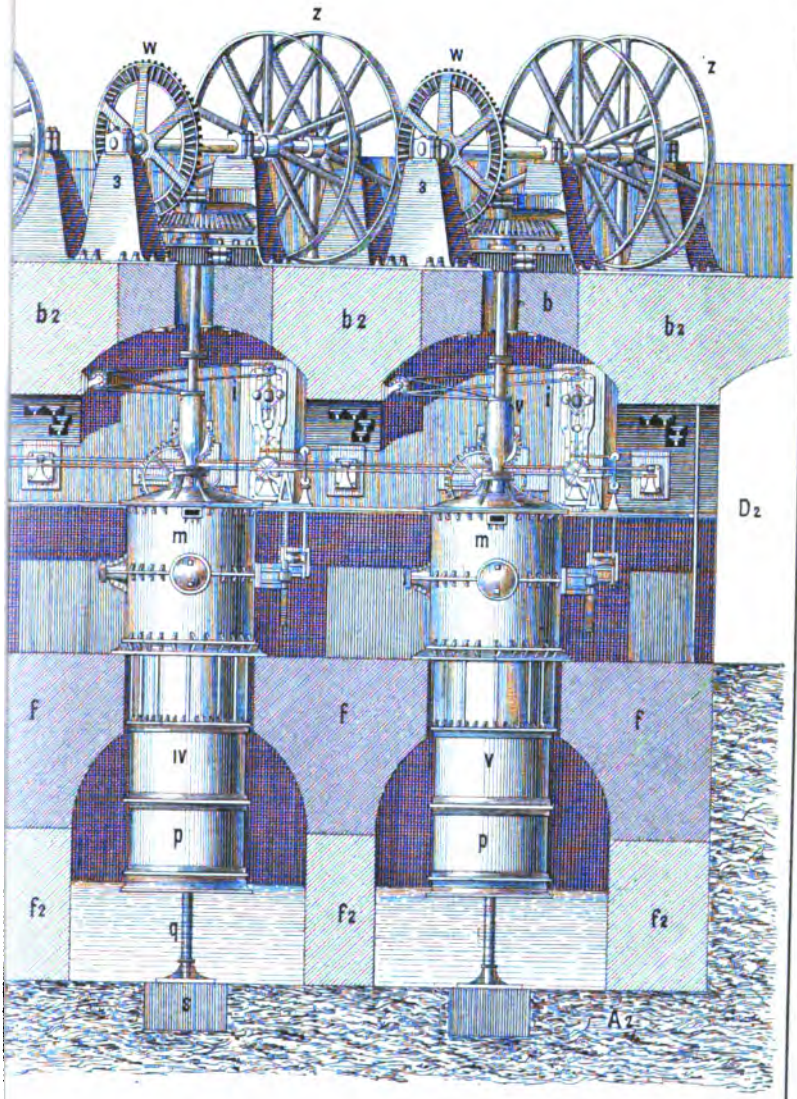
Fig. 291.



Lith Anst v J.G Fritzsche in Leipzig



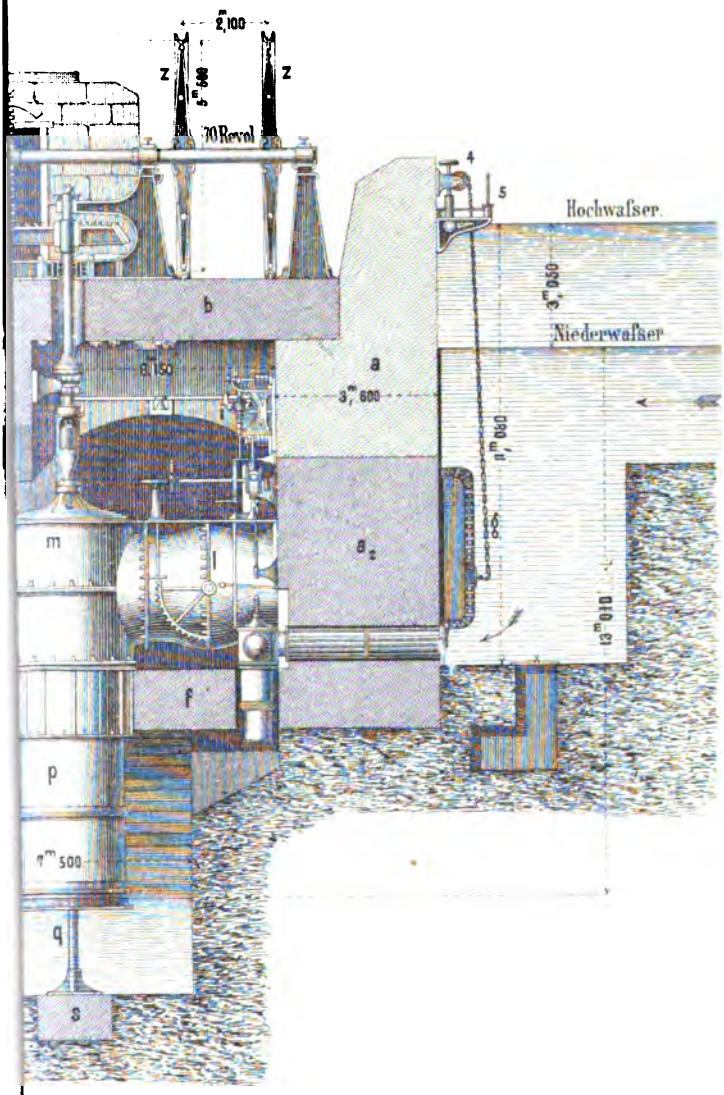
de.



Lith Anst. v. J. G. Fritzsche in Leipzig

de.

b·)



Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche in Leipzig

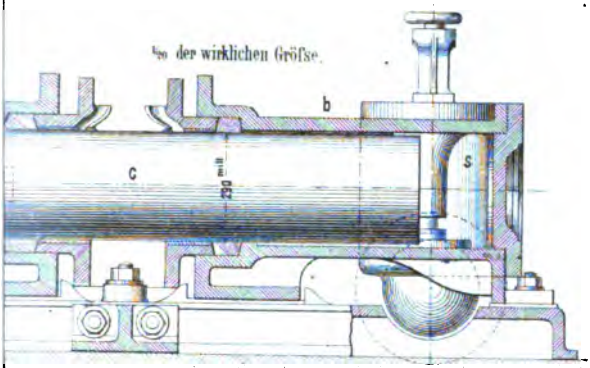
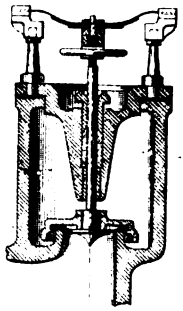
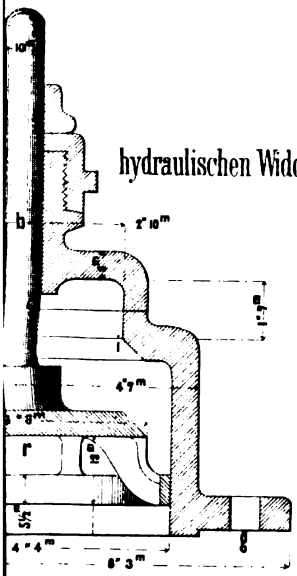


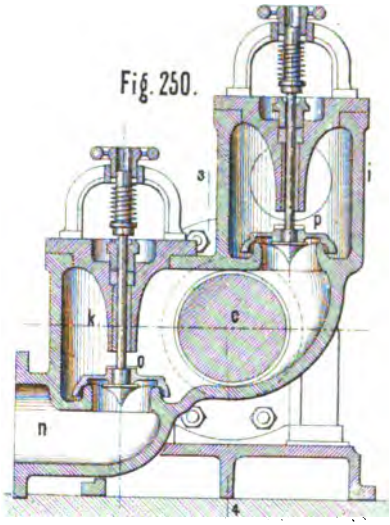
Fig. 249.





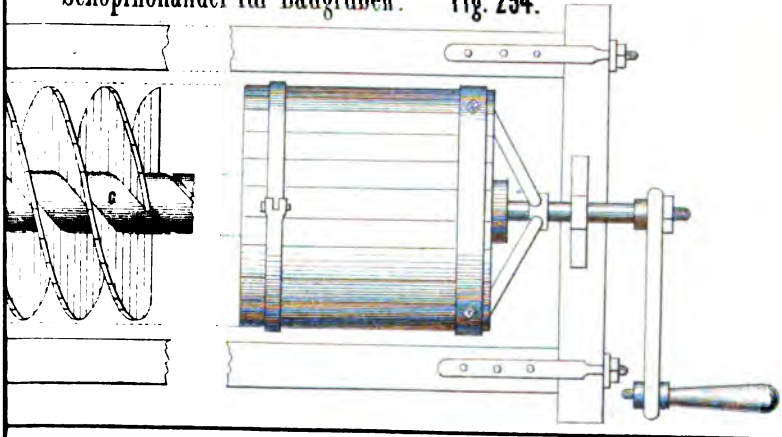
hydraulischen Widders.

Fig. 250.

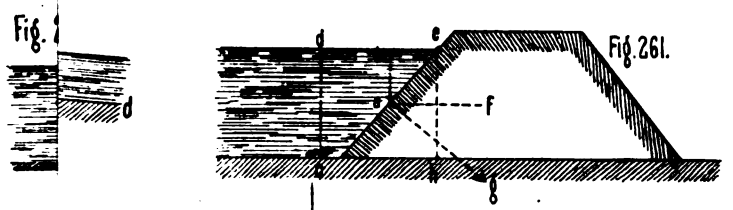


Schöpfholländer für Baugruben.

Fig. 254.



Lith. Anst. v. J. Brasch in Leipzig.


d
d
e
f
g
Fig. 261.

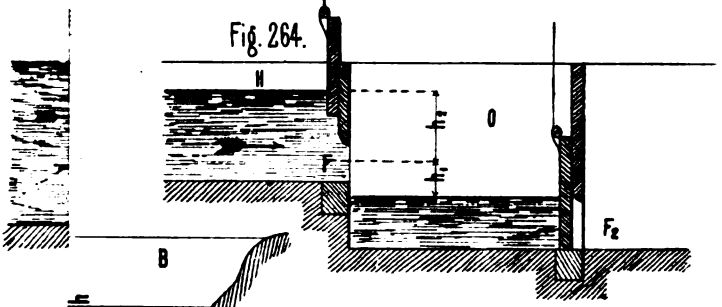


Fig. 264.
H
E
O
F
E
F₂
B

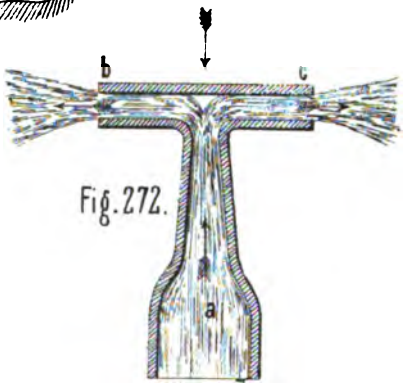
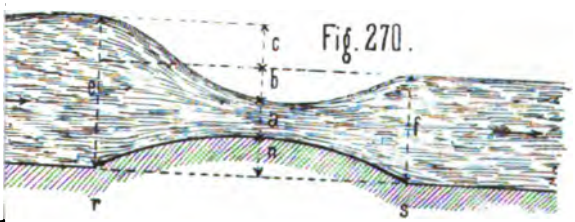

b
c
Fig. 272.
a

Fig. 266


c
Fig. 270.
b
a
e
f
r
s

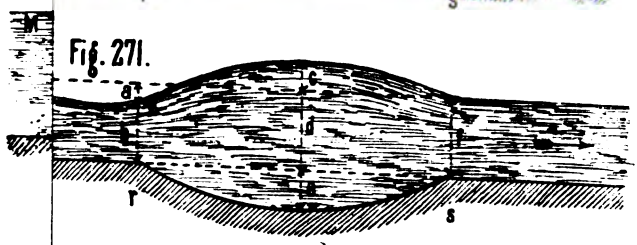
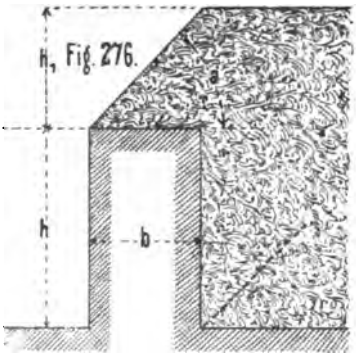
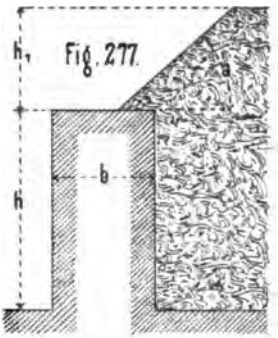
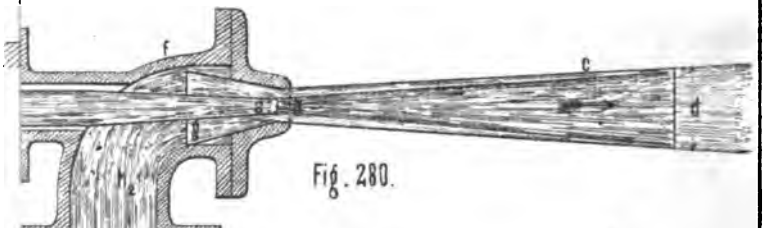
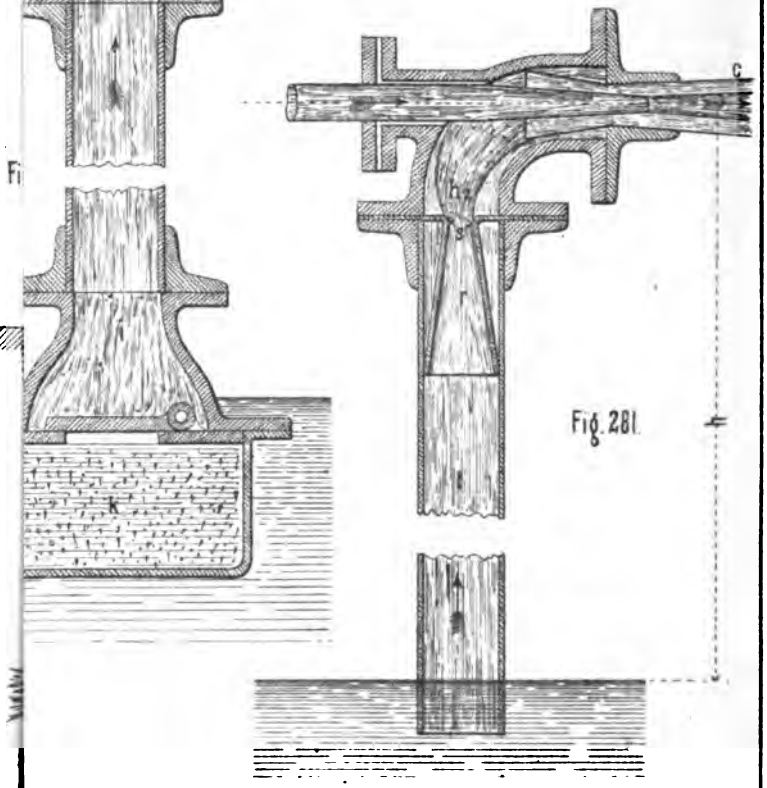


Fig. 271.
a
c
d
e
f
r
s









Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche in Leipzig.

Flufs versenkte Wafserleitung bei Glasgow.

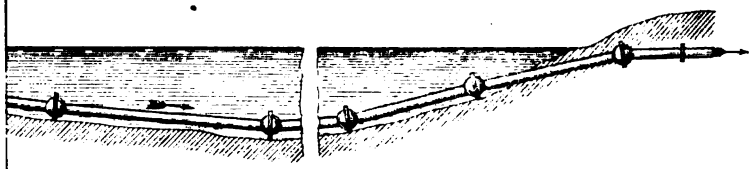
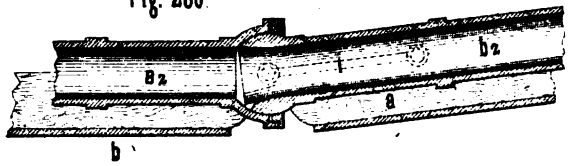


Fig. 286.



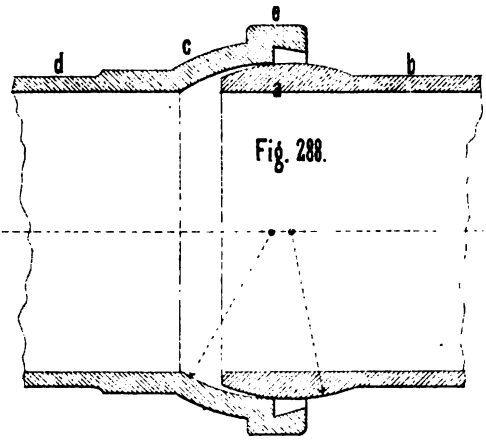


Fig. 288.

Fig. 290.

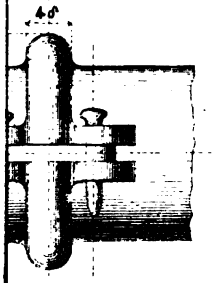
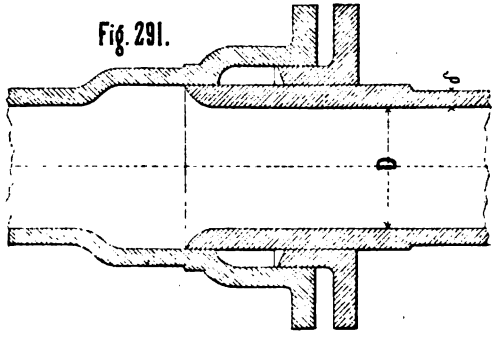
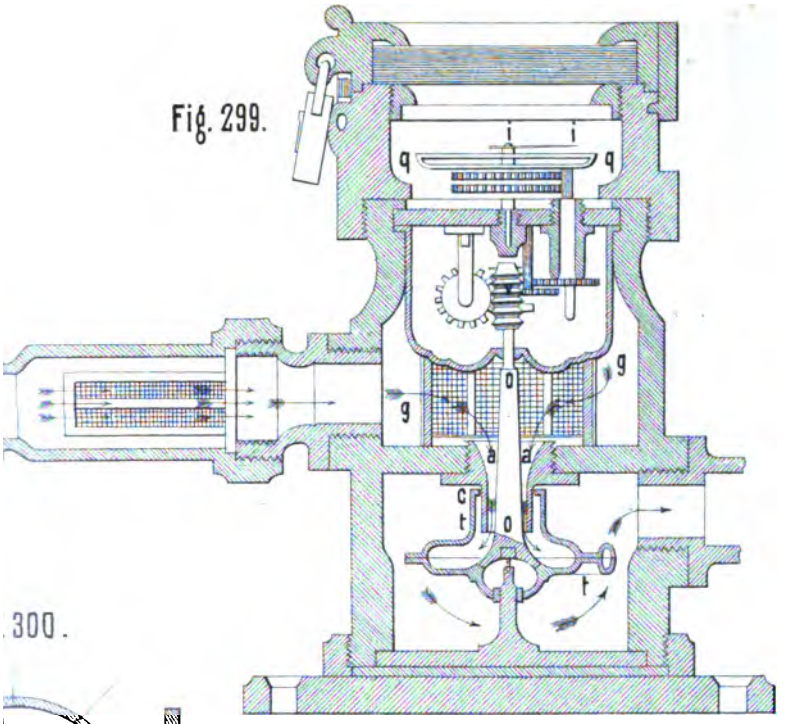


Fig. 291.



Lith Anst v J.G Fritzsche in Leipzig

Fig. 299.



300.

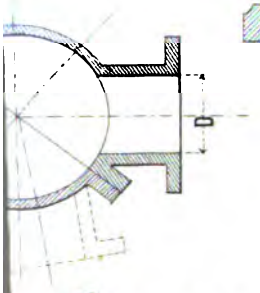


Fig. 301.

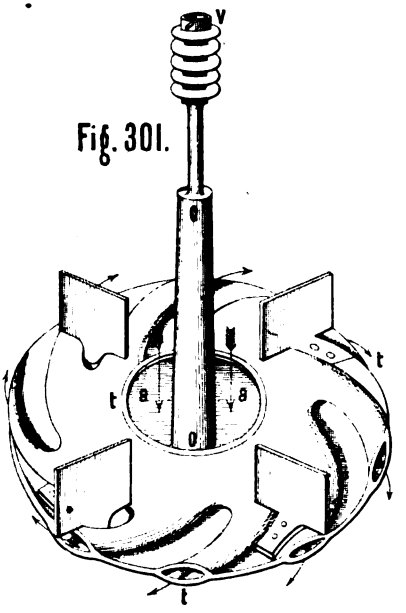
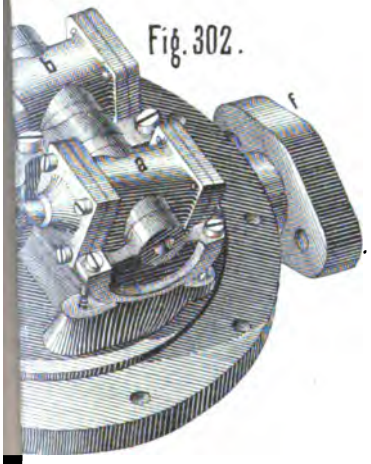


Fig. 302.



Lith. Anst. v. J. G. Fritzsche in Leipzig

791 1004 31
39950

89090507740

b89090507740a

89078537503

b89078537503a

K. F. WEN[illegible] L[illegible] RY
U[illegible] COL[illegible] [illegible]NGR.
2[illegible] [illegible] [illegible]VENUE
[illegible] [illegible] [illegible]